

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

NO 19.

XIII. Jahrgang 1916.

### Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau.



wei neue Straßenbrücken über die Alte Oder zu Breslau, die im Frühjahr 1914 begonnen, während des Weltkrieges fertig gestellt wurden, sind im Juli d. J. ihrer Bestimmung übergeben worden. Sie sind in nur rd. 1,5 km Entfernung von einander für ähnliche Verkehrsbedingungen gebaut, zeigen beide

dieselbe nutzbare Breite der Brückenbahn von 12 m und fast dieselbe Gesamtlichtweite von i. M. 209 m, aber die eine, die frühere Hundsfelder Brücke, die den Namen Hindenburg-Brücke erhalten hat, ist in Eisenbeton, die andere in der Gemarkung Rosenthal liegende, die den Namen Rosenthaler-Brücke behalten hat, ist in Eisen ausgeführt worden. Es ergeben sich hieraus interessante Vergleiche und deshalb seien beide Brücken in ihren Hauptzügen an dieser Stelle dargestellt und besprochen. Die beigegebenen Uebersichtszeichnungen sind der von der städtischen Tiefbauverwaltung in Breslau zur Eröffnung der Brücken verfaßten Denkschrift nachgebildet, die photographischen Aufnahmen vom Bau der letzteren unmittelbar entnommen. Die tatsächlichen Angaben über die beiden Bauwerke entstammen gleichfalls der Denkschrift. Für die Ueberlassung der Unterlagen sprechen wir der städtischen Tiefbauverwaltung, vor allem ihrem Leiter Hrn. Stadtbaurat von Scholtz unseren besonderen Dank aus.

Wie der Lageplan Abbildung 1, S. 146, erkennen läßt, bestanden an beiden Baustellen bereits Brücken, die, ursprünglich einfache Holzbrücken, nach 1870 als Eisenbrücken auf Steinpfeilern umgebaut wurden, aber nur 5,3 m Fahrbahnbreite und geringe Durchflußweiten besaßen, also weder den gesteigerten Bedürfnissen des Straßenverkehrs noch der Hochwasser-Abführung genügten. Sie standen bisher im Eigentum der Provinzial-Verwaltung. Das Gesetz vom August 1905 betr. die Verbesserung der Hochwasser-Abführung in der oberen und mittleren Oder bedingte bei Breslau jedenfalls eine Erweiterung der beiden Brücken, gleichzeitig aber war vorgesehen, zur Verbesserung der Schiffsahrtsstraße in der Oder einen neuen Schiffsahrts-Kanal als Umgehungs-Kanal bei Breslau ebenfalls unter diesen Brücken hindurchzuführen.

Die vom Staat für den Umbau aufgestellten Entwürfe genügten aber den Anforderungen des Straßenverkehrs jedenfalls nicht, vor allem nicht, weil sie die alle, nicht mit der Achse der zu überführenden Straßen zusammenfallende Brückenachse, bei der Hundsfelder Brücke sogar den starken Knick im Brückenzuge, und auf den größten Teil ihrer Länge die unzureichende Fahrbahnbreite beibehielten. Sie

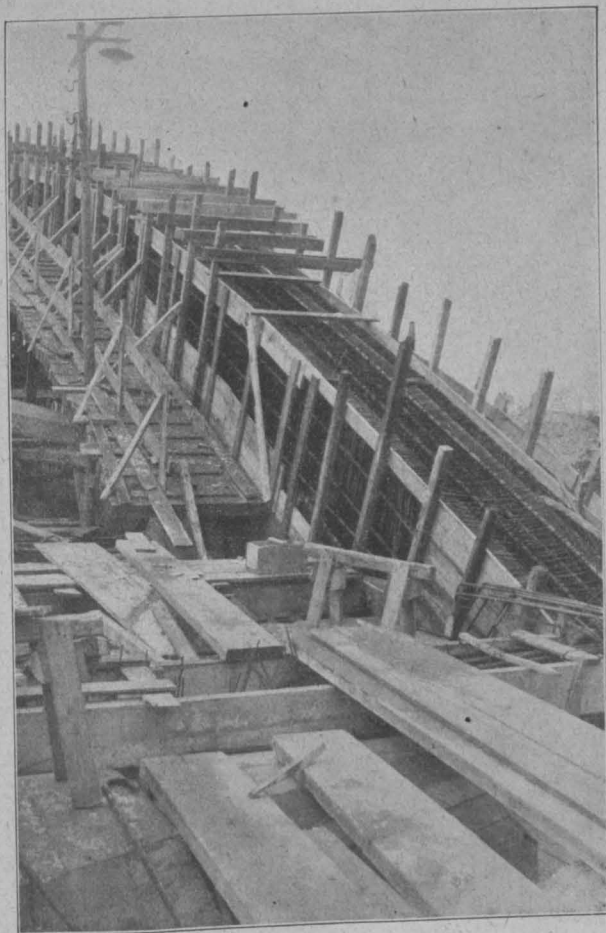


Abbildung 9. Bogenrippe der Hauptöffnung der Hindenburg-Brücke in der Schalung.

schaften bewilligt. Für die Ausgestaltung der beiden Brücken waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: dauerhafte und der Bedeutung der Brücken angemessene, aber sparsame Ausführung, daher schlichte

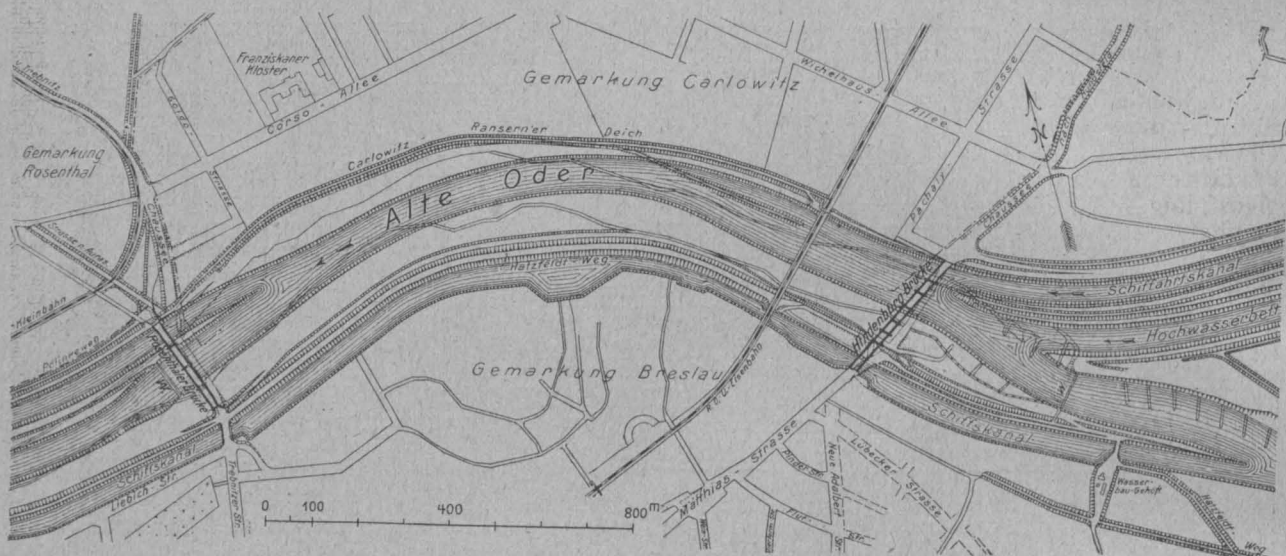


Abbildung 1. Lageplan der Oderstrecke mit den beiden Brücken.

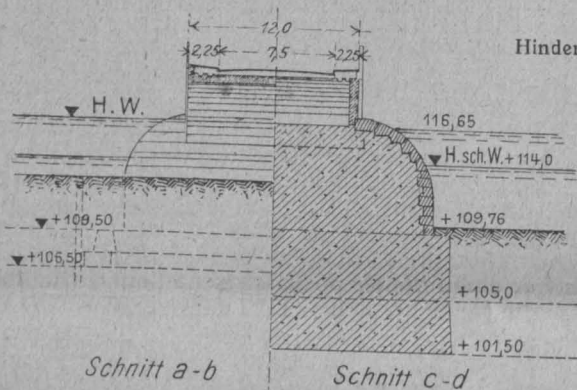


Abbildung 4. Querschnitt durch Gewölbe und Zwischenpfeiler der Strombrücke.

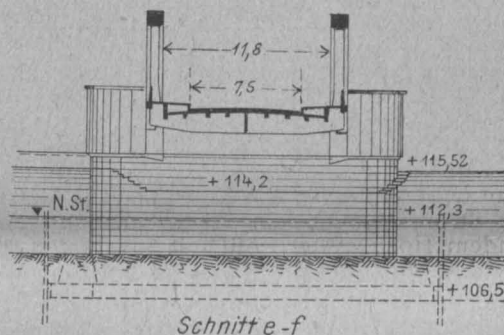


Abbildung 5. Querschnitt über dem Schiffsahrts-Kanal  
(Vergl. Abbildung 2 und 3, S. 148.)

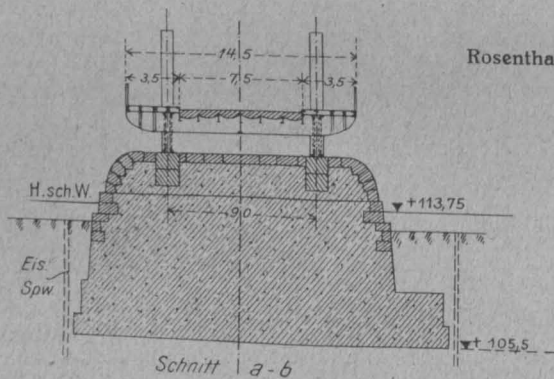


Abbildung 12. Querschnitt durch einen Zwischenpfeiler.

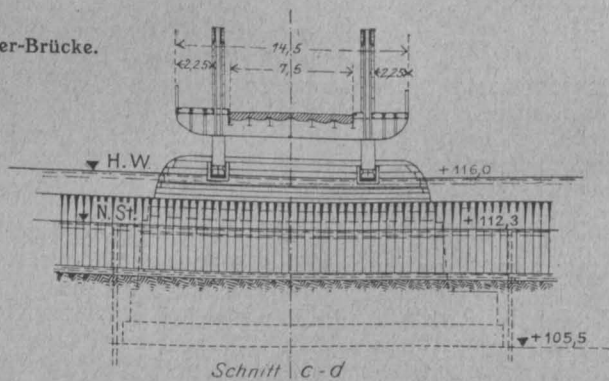


Abbildung 13. Querschnitt durch eine Oeffnung.  
(Vergl. Abbildung 10 und 11, S. 148.)

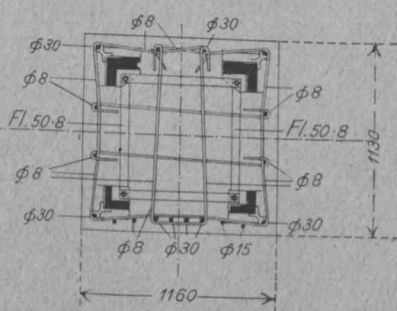


Abbildung 8. Querschnitt einer Bogenrippe der Hauptöffnung der Hindenburg-Brücke.

Lage der Stadt mit der Provinzial-Verwaltung in Verhandlung wegen Uebernahme der Brücken und mit dem Staat wegen des Ausbaues. Diese führten zum Ziel und es verblieben nach Abzug der Abfindungssummen von Staat und Provinzial-Verwaltung von den auf 1 887 000 M. veranschlagten Gesamtkosten beider Brücken etwa noch rd. 1,1 Mill. M., die von der Stadtgemeinde selbst aufzubringen waren. Sie wurden im März 1914 von den städtischen Körper

Ausgestaltung; Festsetzung der Fahrbahnbreite auf 3 Wagenbreiten gleich  $7,5\text{ m}$  als dem Verkehrsbedürfnis auf Jahrzehnte hinaus genügend (eine Verbreiterung auf  $10\text{ m}$  würde 240 000 M. Mehrkosten verursacht haben; um eine solche jedoch später ohne Schwierigkeit zu ermöglichen, ist das Grundmauerwerk der Pfeiler gleich für eine solche Brückenbreite ausgebaut worden); bei dieser Dammbreite kann auch bei Verlegung einer zweigleisigen Straßenbahn



mit Gleislage nahe den Bordkanten der Wagenverkehr zwischen großen Stadtteilen bewältigt werden; für die beiderseitigen Bürgersteige erschienen je 2,25 m als ausreichend, sodaß sich eine gesamte Nutzbreite von 12 m für die Brücken ergibt.

Die Entwurfs-Bearbeitung und Bauausführung beider Brücken ist von der städtischen Tiefbau-Verwaltung unter Oberleitung des Stadtbaurates von Scholtz durch Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer bewirkt worden, dem die Dipl.-Ing. Küster und Kirchner, und nach deren Einberufung zum Heeresdienst, Reg.-Bmstr. Schack beigegeben waren. Die architektonische Ausgestaltung der Bauwerke lag in den Händen des Stadtbauinspektors Jaide, und nachdem dieser im August 1914 gefallen war, des Stadtbauinspektors Behrendt.

### I. Die Hindenburg-Brücke.

Wie aus dem Lageplan, Abbildung 1, hervorgeht, verläuft die neue Brückenachse entsprechend den Forderungen des Straßenverkehrs geradlinig zwischen den Achsen der beiderseits anschließenden Straßen, der Hundsfelder-Chaussee und der Matthias-Straße, und bildet dann mit dem Stromstrich einen Winkel von rd.  $67^\circ$ . Sie überschneidet die alte Brücke z. T., sodaß deren eiserne Ueberbauten auf hölzerne Joche stromauf verschwenkt werden mußten, um sie während des Neubaus als Notbrücke benutzen zu können. Diese Arbeit war im Frühjahr 1914 bereits beendet.

Die gewählte Bauweise der neuen Brücke ist aus den Abbildungen 2—5 in Aufriß bzw. Längsschnitt, Grundrissen und Querschnitten ersichtlich. Der Stromschlauch teilt sich an der Baustelle in drei verschiedene Teile: den neuen Schiffahrtskanal am rechten Ufer, für den eine einheitliche Ueberbrückung ohne Zwischenpfeiler von rd. 55 m Lichtweite verlangt war; davon durch einen Steindamm getrennt den Stromschlauch der Alten-Oder mit anschließendem Hochwasserprofil mit zusammen rd. 169 m Breite; schließlich, durch eine Dammstrecke von der übrigen Brücke abgetrennt, die Ueberbrückung des alten Schiffskanals am linken Ufer. Dieses letztere Bauwerk ist 1896 erst neu gebaut, der eiserne Ueberbau kann daher wieder benutzt werden und wird nur in die neue Achse eingeschwenkt, wobei am rechten Ufer auch ein neues Widerlager zu errichten ist. Diese Ausführung kann aber erst nach Inbetriebnahme des neuen Schiffahrtskanals erfolgen, ist daher auch nicht in die später noch näher zu behandelnden Baukosten der neuen Brücken aufgenommen.

Wohl vorwiegend aus Rücksicht auf den freien Straßenverkehr und die Erscheinung der Brücke im Stadtbild war man bestrebt, die neue Brücke möglichst unter die Fahrbahn zu legen und massiv auszugestalten. Ueber der Alten-Oder gestatteten das die Höhenverhältnisse ohne Weiteres, über dem neuen Schiffahrtskanal war das aber nicht möglich, hier mußte die Fahrbahn auf ein oberhalb liegendes Tragwerk angehängt werden. Strom- und Hochwasserbett werden mit 5 Oeffnungen überspannt, die nach dem höchsten Punkt der Brückenbahn über der Stromrinne an Spannweite zunehmen, sodaß ein gutes rhythmisches Verhältnis zwischen Spannweite und Höhe erreicht ist. Die größte Oeffnung hat 33,3 m Lichtweite, die kleinste 27,5 m. Die Gewölbe haben ein Pfeilverhältnis von 1 : 8,5, ihre Kämpfer tauchen 1,48 m in das berechnete Hochwasser ein. Da die beiderseitigen Uferlinien nicht parallel laufen, die Gewölbe selbst aber parallelwandig hergestellt werden sollten, sind die Pfeiler im Grundriß in der Stromrichtung verzüngt. Der Gruppenpfeiler über dem Schiffahrtskanal und Stromrinne trennenden, Leitwerk ist 5,45 m stark. Die Gesamtbreite zwischen den Endwiderlagern ist 229 m, der Durchfluß-Querschnitt für Hochwasser 750 qm. Das erweiterte Flußbett hat die Aufgabe, 1200 cbm Hochwasser und außerdem das Eis um die Stadt herum zu führen.

Die Brücke hat im Höhenplan eine leicht ge-

schwungene Linie erhalten, der mittlere Brückenteil ist durch einen Bogen ausgerundet, nach dem linken Ufer fällt die Brückenbahn mit 1 : 97, nach dem rechten mit 1 : 60, weil hier vorhandene Gebäude ein stärkeres Anheben der Straßenkrone verboten. Die Rampe in der Hundsfelder-Straße fällt mit 1 : 50.

Die Anordnung der Pfeiler und Widerlager, die Boden- und Gründungsverhältnisse gehen ebenfalls aus Abbildungen 2—5 hervor. Das Flußbett der Alten Oder besteht aus aluvialen Kiesen, Sanden und Lehmschichten, die auf einer mächtigen diluvialen Tonschicht aufgelagert sind. Letztere hat infolge starker Eisversetzungen in früheren Jahrhunderten schon zum Teil tiefe Auskolkungen erfahren, namentlich an Pfeiler V. Während die Landpfeiler auf den festen Kies gegründet werden konnten, mußten die Strompfeiler, um sie gegen Unterspülung zu sichern, bis in die Tonschicht geführt werden. Die Widerlager und die Pfeiler II—IV und VI wurden auf Beton zwischen eisernen Spundwänden, System Ransome, gegründet. Diese wurden bis auf die Hinterwände der Widerlager im Allg. wieder ausgezogen, um an anderer Stelle wieder verwendet zu werden. Bei Pfeiler III und IV machte eine tiefere Lage der Tonschicht auf einem Teil der Pfeilergrundfläche noch das Einrammen von Holzpählen unter der Betonsole erforderlich. Aushub und Betonierung konnten unter Wasserhaltung im Trockenen erfolgen, am rechten Widerlager zum Schutz der Fundamente eines in der Nähe der Baugrube stehenden fünfgeschossigen Gebäudes, unter welche mit der Widerlagersohle 7 m tief herabgegangen werden mußte, unter sorgfältiger Aussteifung und in einzelnen sofort ausbetonierten Abschnitten.

Am Pfeiler V ließ die tiefe Lage der Tonschicht und das Vorhandensein von zahlreichen Hindernissen die Anwendung einer Luftdruckgründung zweckmäßig erscheinen; sie war in diesem Fall auch für nur einen Pfeiler noch wirtschaftlich vorteilhaft, weil die Einrichtung für die Luftdruck-Gründung der benachbarten Eisenbahnbrücke (siehe den Lageplan) wieder benutzt werden konnte. Der Senkkasten, den Abb. 6, S. 149, im Bau zeigt, wurde aus Beton mit einem Gerippe aus Profileisen hergestellt und hat einen möglichst luftdichten inneren Putz erhalten. Er wurde bis 8,4 m unter Flußsohle, rd. 9,5 m unter Wasserspiegel abgesenkt und es war daher 1 Atm. Ueberdruck erforderlich. Von Beginn des Zusammenbaues des Gerippes des Senkkastens bis zur Abnahme der Luftscheule nach Ausbetonierung der Kammer wurden rd. 2 1/2 Monate gebraucht.

Das Grundmauerwerk der Pfeiler ist, wie schon bemerkt wurde, gleich in solcher Breite ausgebaut, daß die Brücke später unter Umbau der Pfeilervorköpfe beiderseits um je 1,5 m verbreitert werden kann. Die Pfeiler haben einen Betonkern mit Granitverblendung erhalten, ihre Form geht aus Abb. 7, S. 149, hervor. Als größte Belastung des Untergrundes waren bei Kies 3,5, bei Lette 4,5 kg/qcm zugelassen.

Die unter der Fahrbahn liegenden Gewölbe sind, um allzu große Pressungen an den Ecken zu vermeiden, in Beton mit oberer und unterer Bewehrung ausgeführt und, da eine Bewegung der Pfeiler bei den Untergrund-Verhältnissen nicht zu befürchten war, beiderseits eingespannt, also nicht mit Gelenken versehen, wodurch die Konstruktion sich sehr einfach gestaltet. Die Gewölbe sind mit besten Asphalstoffen wasserdicht abgedeckt, die Isolierschicht wird durch eine Ziegelflachsicht und Sandschüttung geschützt, darauf ruht das in Kiesbeton versetzte Kleinpflaster. Die Fußwege sind mit Granitoidplatten abgedeckt, unter denen die Leitungen des städtischen Versorgungsnetzes Platz fanden.

Für die Ueberbrückung des neuen Schiffahrtskanals war, wie schon bemerkt, nur eine Tragkonstruktion über der Fahrbahn möglich. Der Einheitlichkeit des Bauwerkes halber wurde hierfür ein Eisenbeton-Bogenträger mit aufgehängter Fahrbahn gewählt. Um die Abmessungen der an den Außen-

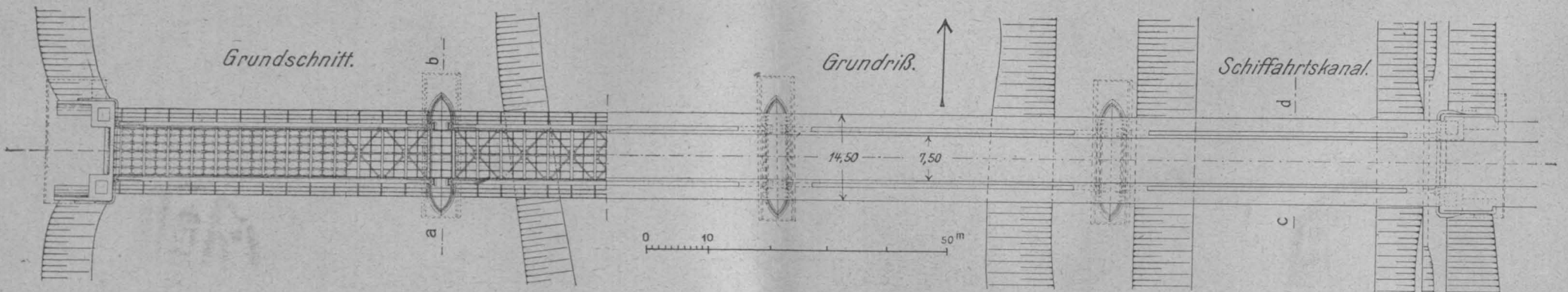
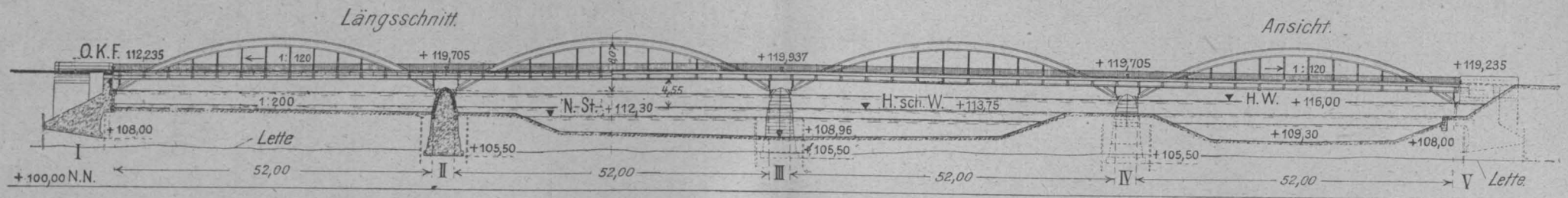
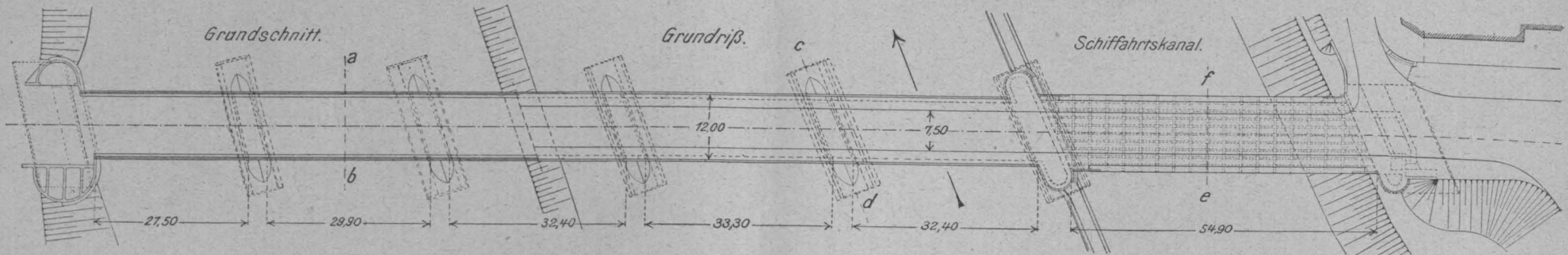
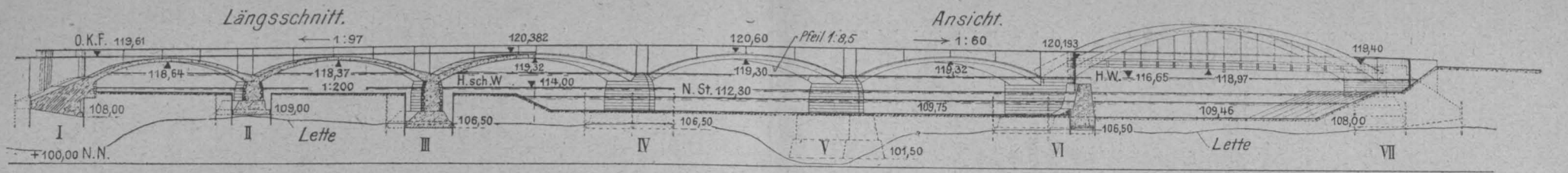


Abbildung 2 und 3. Hindenburg-Brücke (oben). Abbildung 10 und 11. Rosenthaler Brücke (unten). Querschnitte vergl. S. 146.





Abbildung 7. Ausführung der Eisenbeton-Gewölbe der Hindenburg-Brücke. (Verlegen der Eisen.)

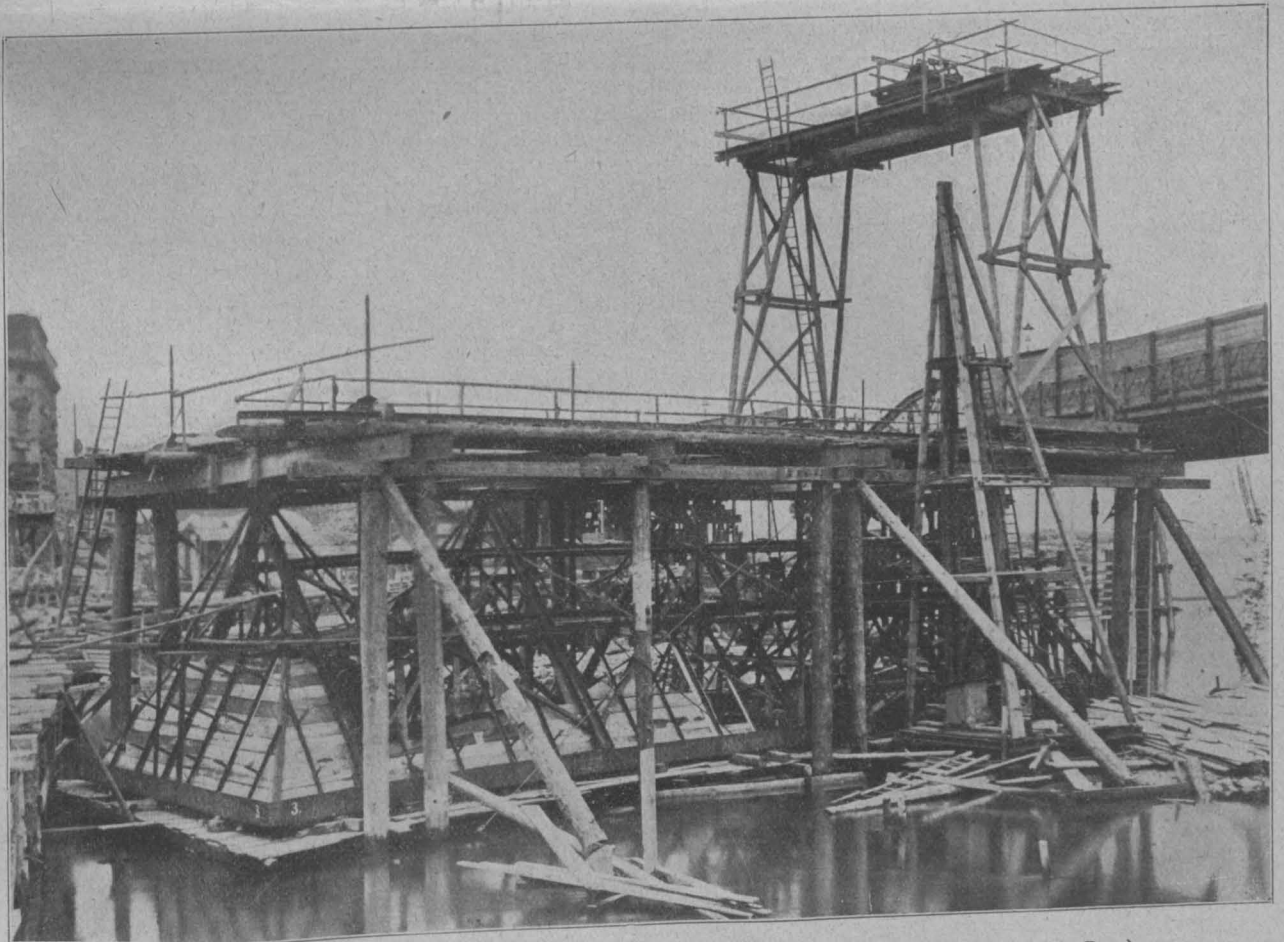


Abbildung 6. Preßluftgründung des Pfeilers V der Hindenburg-Brücke. (Arbeitskammer im Bau.)  
Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau.

kanten der Brückentafel angeordneten Bögen nicht zu sehr steigern zu müssen und ihnen trotzdem ausreichende Steifigkeit zu verleihen, ist die Ausführung in Gußeisen-Beton nach System Emperger gewählt worden. Abb. 8, S. 146 zeigt den Querschnitt einer Rippe mit ihrer Bewehrung, die auf Grund umfangreicher Versuche mit großen Versuchsstücken festgelegt wurde, während Abb. 9, S. 145 die Rippe in der Schalung vor Ausbetonierung wiedergibt. Die Rippen wurden so stark bemessen, daß sie bei späterer Verbreiterung der Brücken nach außen vorgekragte Bürgersteige tragen können. Von einem oberen Quer- und Windverband ist der äußeren Erscheinung wegen abgesehen, die seitliche Knicksicherheit wird durch genügend steife Ausbildung der Hängestangen erreicht. Das Pflaster dieser Brückenöffnung besteht aus Weichholz auf Bimsbeton.

Bei Berechnung der Gewölbe und Pfeiler ist entsprechend den Vorschriften der Provinzial-Verwaltung eine Verkehrsbelastung von  $750 \text{ kg/qm}$  zugrunde gelegt, die Bogenträger der großen Oeffnung wurden außerdem für zwei der schwersten Dampfwalzenzüge in ungünstigster Stellung, umgeben von  $500 \text{ kg/qm}$  gleichmäßiger Belastung berechnet. Errechnet wurde in den Gewölben eine Zugspannung im Beton bis  $28 \text{ kg/qcm}$ , eine Druckspannung von  $48 \text{ kg/qcm}$  und, wenn man die Beton-Zugspannungen vernachlässigt, von  $66 \text{ kg/qcm}$  im max. Die Eiseneinlagen werden mit  $1210 \text{ kg/qcm}$  auf Zug beansprucht. In den Bogenrippen der Hauptöffnungen beträgt die Zugbeanspruchung im Beton  $32$ , die Druckbeanspruchung  $63 \text{ kg/qcm}$ , bzw.  $68 \text{ kg/qcm}$  bei Vernachlässigung der Zugspannung im Beton. Für die Bogenrippen der Hauptöffnungen wurde ein Beton in  $1:2:3$  gewählt, für die Fahrbahn-Konstruktion in  $1:3:2$ . Zur Vermeidung von Rissbildung im Beton sind die Hängestangen erst nach Aufbringung des gesamten Eigengewichtes der Oeffnung mit einem Beton aus  $1 \text{ Zement, } 0,3 \text{ Traß, } 2 \text{ Granit-sand und } 3 \text{ Granit-Feinschlag}$  umhüllt worden. Für die Gewölbe, die zur Vermeidung von Rißbildung

in einzelnen mit der Stromrichtung gleichlaufenden Streifen betoniert wurden, hat man einen Beton  $1:4:4$  gewählt, der zwischen die vorher verlegten mit Bügeln ausgesteiften Eiseneinlagen (vergl. Abbildung 7) mit Preßluft-Stampfern eingestampft wurde. Gewölbestirnen und Brüstungen sind mit einem Vorsatzbeton aus  $1 \text{ Zement, } \frac{1}{2} \text{ Traß, } 4 \text{ Granitgrus, } 2 \text{ Granit-Feinschotter}$  verkleidet, während das Stirnmauerwerk einen solchen aus  $1 \text{ Zement, } \frac{1}{2} \text{ Traß, } 1\frac{1}{2} \text{ Granitgrus, } 1 \text{ Granit-Feinschotter und } 2\frac{1}{2} \text{ Grobschotter}$  erhalten hat. Die Flächen sind nachher werksteinmäßig in verschiedener Weise überarbeitet worden.

Die auf Rammpfählen ruhenden Lehrgerüste der Gewölbe hatten Binder in  $1,45 \text{ m}$  Abstand, deren Anordnung ebenfalls aus Abbildung 7 hervor geht. In Oeffnung IV war eine  $8 \text{ m}$  weite Durchfahrt für Prähme vorgesehen. Die Ausrüstung erfolgte mittels Schraubenspindeln gleichzeitig in allen Gewölben und, da die Gerüste vor Eintritt des Eisganges entfernt werden mußten, vor Herstellung der Brücke über den Schiff-fahrtskanal, sodaß der Gruppenpfeiler VI einseitigen Schub aufzunehmen hatte. Die Senkungen im Gewölbescheitel betrugen i. M.  $15 \text{ mm}$ , während sich ein seitliches Ausweichen des Gruppenpfeilers um  $2,3 \text{ mm}$  feststellen ließ. Für die Bogenrippen der Oeffnung über dem Schiffahrtskanal waren natürlich ebenfalls sehr sorgfältig abgebundene Lehrgerüste aufzustellen. Die Fahrbahn-tafel war bei der Ausrüstung 7 Wochen alt.

Die Ausführung der Brücke erfuhr zu Kriegsbeginn eine längere Unterbrechung und erlitt durch die aus dem Kriegszustand folgenden Schwierigkeiten mancherlei Störungen. Trotzdem war das eigentliche Brückenbauwerk mit nur  $\frac{1}{2}$  jähriger Verspätung gegenüber dem Bauprogramm, d. h. in rd.  $2\frac{1}{4}$  Jahren fertiggestellt. Die gesamten Gründungs-, Zimmer- und Maurerarbeiten der Hindenburg-Brücke wurden von der Unternehmung Lolat-Eisenbeton A.-G. in Breslau ausgeführt. —

(Schluß folgt).

## Untersuchungen über die Standsicherheit von Böschungen anlässlich der Böschungsrutschung an der Schönebecker Elbbrücke.

Von Regierungs-Baumeister Proetel aus Magdeburg, z. Zt. im Felde.

**B**eim Frühjahrshochwasser der Elbe ist am 12. März 1914 ein Teil der westlichen Böschung und der Straßenkrone an der nördlichen Auffahrtsrampe zur Schönebecker Elbbrücke abgerutscht. Die Brücke selbst war nicht gefährdet und der entstandene Schaden war

verhältnismäßig gering; dennoch ist der Vorfall technisch bemerkenswert in Hinsicht auf die Standsicherheitsbedingungen bei Erdböschungen.

Der Ort des Unfalles ist aus dem Lageplan der Brücke, Abb. 1, ersichtlich. Von dem Abrutsch ist eine  $65 \text{ m}$  lange

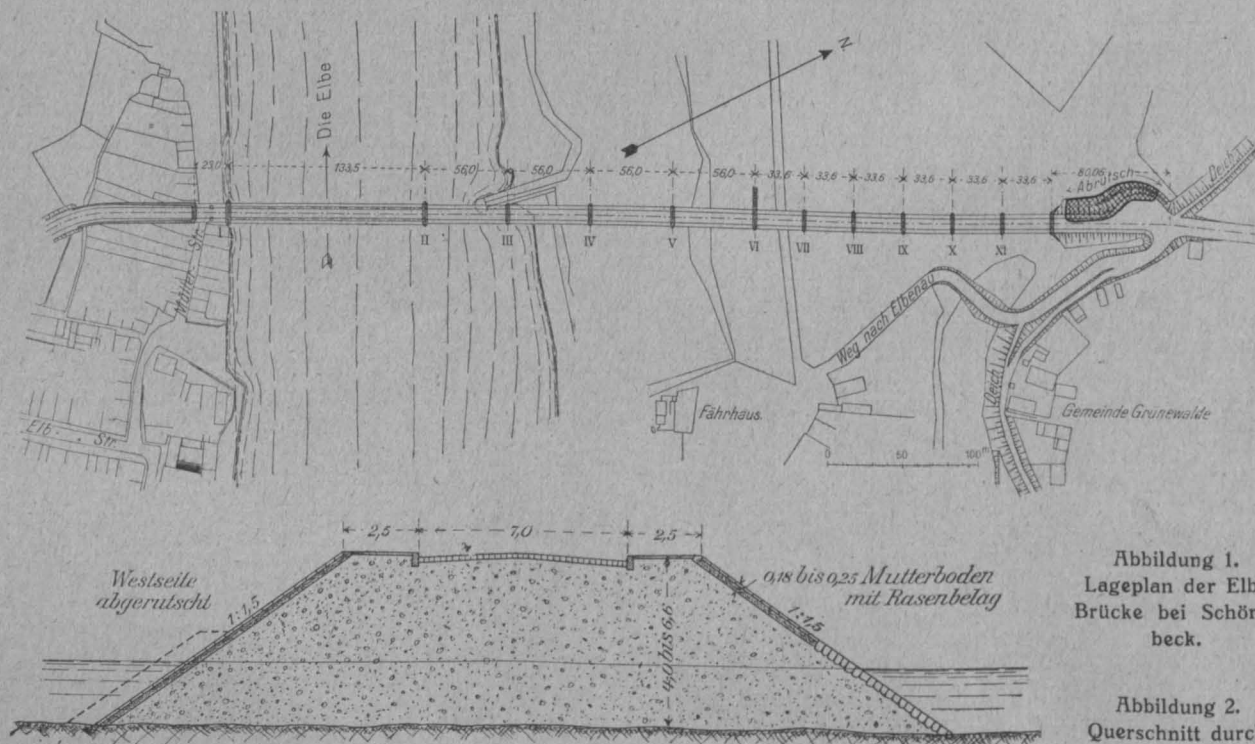


Abbildung 1.  
Lageplan der Elb-  
Brücke bei Schöne-  
beck.

Abbildung 2.  
Querschnitt durch  
die Dammschüttung.



Strecke der stromabwärts gelegenen Westseite der Rampe betroffen worden, während die Ostböschung unversehrt geblieben ist. Die Rampe durchschneidet an dieser Stelle eine muldenförmige Vertiefung des Vorlandes; augenscheinlich war dort früher ein jetzt verlandeter Stromarm vorhanden. Bei gewöhnlichen Wasserständen liegt die Mulde trocken, zur Zeit des Unfalles stand das Wasser etwa 2 m über der Muldensohle. Die Rampe war 4 bis 6,6 m hoch und nach Abb. 2 gestaltet; an der abgerutschten Westseite war stellenweise ein Bankett von 1 m Breite vorhanden. Als Schüttboden wurde bei Herstellung der Rampe sandiger Elbkies benutzt, der durch Baggerung im Strome gewonnen und mittels Feldbahn herangebracht worden ist. Dieser Kies war mit einer nur 18 bis 25 cm starken Mutterbodenschicht bekleidet und auf letzterer war Rasen in viereckigen Plaggen verlegt worden. An der stromaufwärts gelegenen Ostböschung, die standgehalten hat, war der Böschungsfuß mit Steinpflaster befestigt.

Der Verfasser hatte Gelegenheit, anläßlich eines Rechtsstreites im Auftrage des zuständigen Gerichtes Erhebungen über die Ursache des Unfalles anzustellen. Die ursprüngliche Vermutung, daß in dem verlandeten Bette des früheren Stromarmes schlammiger Untergrund vorhanden sei, der durch die Last der Aufschüttung zusammengepreßt und ausgewichen sei, wurde nicht bestätigt, denn aus den vorgenommenen Bodenuntersuchungen ergibt sich, daß der Untergrund an der Unfallstelle bis zu großer Tiefe aus tragfähigen Sand- und Kies-schichten besteht. Auch eine Ausspülung des Bodens durch durchsickerndes Wasser kommt nicht in Frage, denn das Vorland war in der Gegend der Rampe nur überstaut; eine Strömung war kaum bemerkbar, ein Höhenunterschied der Wasserstände oberhalb und unterhalb der Rampe war nicht festzustellen. Die Ursache des Unfalles ist vielmehr die Veränderung der inneren Reibung der Bodenmassen infolge der Durchtränkung mit Wasser bei der Hochwasserführung der Elbe.

Ueber diese Erscheinung ist nur bekannt, daß im allgemeinen trockener Boden mit steilerer Böschung steht als nasser Boden. Das Taschenbuch der Hütte gibt den Böschungswinkel an

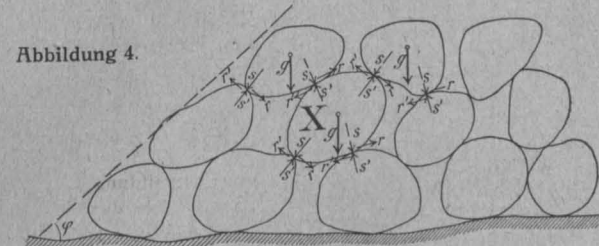
für Lehm, trocken	40° bis 45°	naß	20° bis 25°
„ Kies, „	36° „ 24°		
„ Sand, „	32° „ 24°		

Um die Wirkung des Wassers auf die Änderung der Reibung zu ergründen, muß man zunächst wissen, auf welche Weise die Böschungsbildung bei Schüttung von Erdmassen überhaupt zustandekommt. Bisher wurde dies lediglich mit den Gesetzen der schiefen Ebene erklärt. Die Bewegung eines Bodenkumpens A von dem Gewicht G, das gemäß Abbildung 3 auf einer ebenen Gleitfläche mit dem Steigungswinkel  $\varphi$  abgeleitet, ist bedingt durch die parallel zur Ebene gerichtete Seitenkraft  $G \cdot \sin \varphi$  des Gewichtes G und durch die Reibungskraft  $\mu G \cdot \cos \varphi$ , die durch die senkrecht zur Ebene stehende Seitenkraft  $G \cdot \cos \varphi$  erzeugt wird. Hierin bedeutet  $\mu$  die Reibungsziffer für das Gleiten des Bodenkumpens. Bei veränderlichem Neigungswinkel  $\varphi$  liegt der Grenzfall zwischen Ruhe und Bewegung des Klumpens vor, wenn

$$G \cdot \sin \varphi = \mu G \cdot \cos \varphi \dots \dots \dots (I)$$

oder  $\operatorname{tg} \varphi = \mu$ .

Diese Erklärung ist aber nur für solche Bodenarten zutreffend, bei denen die Bodenkohäsion so stark ist, daß größere zusammenhängende Erdklumpen auf ausgebildeten Gleitflächen abrutschen. Sie gilt nicht für kohäsionslose Massen, wie loser trockener Sand, reiner Kies, Steinhäufen, Kohlen- und Getreidehäufen, die sich erfahrungsgemäß auch mit ebenen Böschungen lagern. (Abbildung 4). Bei diesen findet kein Zusammenballen



deten Gleitflächen abrutschen. Sie gilt nicht für kohäsionslose Massen, wie loser trockener Sand, reiner Kies, Steinhäufen, Kohlen- und Getreidehäufen, die sich erfahrungsgemäß auch mit ebenen Böschungen lagern. (Abbildung 4). Bei diesen findet kein Zusammenballen

der Bodenteile statt, sondern die Einzelbestandteile drehen sich und rutschen ungleichmäßig; von einem Herabgleiten auf schiefer Ebene gemäß Abbildung 3 kann dabei keine Rede sein. Die Bedingungen, unter denen in diesem Falle der Haufen im Gleichgewicht ist, lassen sich folgendermaßen ermitteln:

Auf jeden Einzelkörper des Haufens wirken ein die Gewichte  $g$ , die Stütz- und Auflagerkräfte  $s$  und  $s'$  und die Reibungskräfte  $r$  und  $r'$ , wie dies in Abbildung 4 für den Einzelkörper X angedeutet ist. Man kann nun auf das Spiel dieser Kräfte den Lehrsatz von den virtuellen Verschiebungen anwenden, wonach für den Gleichgewichtsfall bei einer beliebigen verschwindend kleinen Bewegung die Summe der virtuellen Arbeiten aller Kräfte gleich Null sein muß. Man denke sich nach Abbildung 5 durch einen senkrechten und einen wagrechten Schnitt ein dreieckig-prismatisches Stück aus der Böschung abgetrennt und wende für dieses Stück den vorbenannten Satz an für den wirklichen

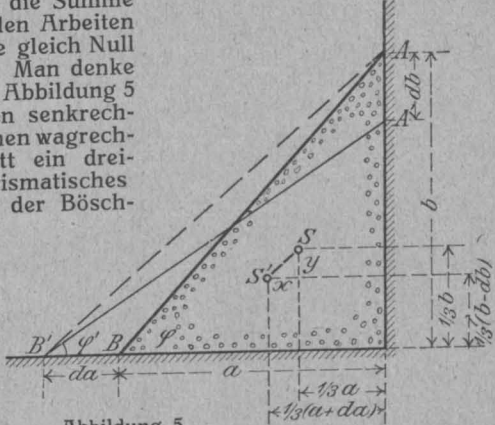


Abbildung 5.

Kräftezustand und die gedachte Bewegung, daß die Böschungsfäche AB sich in die Lage A'B' senke, wobei die Grundlinie a des Querschnittes um da vergrößert, die Höhe b um db verkleinert wird. Dabei findet eine Umlagerung der Einzelkörper statt.

Die Arbeitsleistungen der zahlreichen Kräfte  $g$ ,  $s$ ,  $s'$ ,  $r$  und  $r'$  lassen sich nicht im Einzelnen verfolgen, wohl aber die Gesamtarbeiten, denn es gilt der Satz, daß die Summe der Arbeiten aller Einzelkräfte gleich der Arbeit der Mittelkraft ist. Die Mittelkraft aller Kräfte  $g$  ist das Gesamtgewicht  $G$  der bewegten Masse und der von ihr zurückgelegte Weg ist derjenige des Schwerpunktes. Die Stütz- und Auflagerkräfte  $s$  und  $s'$  heben sich zu jedem Zeitpunkt der Bewegung gegenseitig auf, also ist die Summe ihrer Arbeiten gleich Null. Die Reibungskräfte  $r$  und  $r'$  sind auch paarweise gleich und entgegengesetzt, ihre Arbeiten heben sich aber nicht auf, wenn sich ihre Angriffspunkte gegeneinander momentan verschieben. Ist  $de$  die Größe dieser Verschiebung, so ist die von den beiden zusammengehörigen Kräften  $rr'$  geleistete Arbeit  $r \cdot de$  oder  $r' \cdot de$ , denn es ist gleichgültig, ob mit der durch  $s$  oder mit der durch  $s'$  erzeugten Reibungskraft gerechnet wird. Die gesamte Reibungsarbeit  $\Sigma r \cdot de$  kann man darstellen durch den Ausdruck  $R \cdot e$ , wenn man unter  $R$  die Mittelkraft aller Kräfte  $r$  und unter  $e$  eine gedachte Wegstrecke versteht. Wir wissen nun, daß die Größen  $r$  durch die Stützkkräfte  $s$  derart bedingt sind, daß  $r = \varrho \cdot s$  (wobei  $\varrho$  die Reibungsziffer bedeutet), und daß  $r \perp s$ . Da nun die Kräfte  $s$  Seitenkräfte von  $g$  sind, so muß die Mittelkraft aller  $s$  gleich und gleichgerichtet dem Gesamtgewicht  $G$  der der gedachten Verschiebung unterworfenen Masse des Haufens sein, also muß auch die Mittelkraft  $R$  durch den Schwerpunkt gehen, aber rechtwinklig zu  $G$  stehen, und es muß sein  $R = \varrho G$ . Die Wegstrecke  $e$  ist dagegen nicht bekannt, sie steht aber offenbar im geraden Verhältnis zu der Strecke, um die sich der Schwerpunkt der bewegten Bodenmasse verschoben hat. Wenn gemäß Abbildung 5 der Schwerpunkt vor der Bewegung in S, nach der Bewegung in S' liegt, und wenn die senkrechte Schwerpunktsverschiebung mit  $y$ , die wagrechte mit  $x$  bezeichnet wird, so ist  $x$  die zur Kraft  $R$  parallele Projektion des Schwerpunktsweges, also ist  $\Sigma r \cdot de = R \cdot nx$ , wobei  $n$  eine von der Bodenart abhängige Beiziffer bedeutet. Mithin lautet, die Arbeitsgleichung nach dem Lehrsatz von den virtuellen Verschiebungen

$$G \cdot y = R \cdot nx$$

$$G \cdot y = \varrho G \cdot nx.$$

oder  
Nun ist aber, wie sich aus Abbildung 5 ergibt,  $y = \frac{1}{3}b - \frac{1}{3}(b - db) = \frac{1}{3}db$  und  $x = \frac{1}{3}(a + da) - \frac{1}{3}a = \frac{1}{3}da$ ; daraus folgt, daß die Strecke  $SS' \parallel AB'$  und daß  $x = \frac{y}{\operatorname{tg} \varphi}$ . Da aber die gedachte Verschiebung eine unendlich kleine ist, so ist der Winkel  $\varphi'$  nicht endlich ver-

schieden von dem Böschungswinkel  $\varphi$ , also lautet die Arbeitsgleichung

$$G \cdot y = \rho G \cdot n \frac{y}{\tan \varphi} \dots \dots \dots \text{II)}$$

und die Gleichgewichtsbedingung für die Böschung ist

$$\tan \varphi = n \rho = \mu'.$$

Sie hat dieselbe Form wie die für kohäsionsbehaftete Bodenarten unter Annahme ebener Gleitflächen abgeleitete Bedingung;  $\mu'$  bedeutete die Reibungsziffer für das Gleiten von Bodenklumpen auf Erdböschung,  $\rho$  diejenige für das Gleiten von Grundgestein auf Grundgestein des Bodens.

Hieraus ergibt sich zugleich, daß bei gleicher Reibungsziffer  $\mu' = n \rho$  für alle der Böschung benachbarten Teile der Schüttung die Böschung geradlinig sein muß, denn die für das herausgeschnittene Dreieck abgeleitete Bedingung gilt für jede Stelle der Böschung.

Die Böschung bildet sich also so aus, daß die Tangente ihres Neigungswinkels gleich einem Vielfachen der Reibungsziffer des Stoffes der festen Grundteilchen der Bodenmasse ist. Will man das spezifische Gewicht  $\gamma$  des Bodens berücksichtigen, so hat man in den Gleichungen (I) und (II) zu setzen  $G = V \cdot \gamma$ , wobei  $V$  den Rauminhalt des bewegten Bodens bedeutet. Aus beiden Gleichungen folgt, daß das spezifische Gewicht des Bodens gleichgültig ist, denn die Größen  $G = V \cdot \gamma$  fallen durch Division fort. Dies stimmt auch mit der Beobachtung überein, daß spezifisch leichte Stoffe sich nicht flacher ablagern, als spezifisch schwere, z. B. böschte sich ein Haufen leichter Haferkörner ähnlich ab wie ein Haufen schwerer Roggenkörner, ein Mehlfhaufen ähnlich wie ein Haufen feinen Eisenschrotes.

Hieraus ist der wichtige Schluß zu ziehen, daß bei Ablagerung unter Wasser der Auftrieb keinen Einfluß auf die Böschungsbildung hat. Wenn trotzdem die Böschung erfahrungsgemäß unter Wasser flacher ist als im Trockenen, so liegt der Grund für diese Erscheinung in der Veränderung der Reibungsziffer  $\mu$  durch das Wasser. Die Gesetze, nach denen dies geschieht, sind verwickelt und unbekannt. Am augenfälligsten zeigt sich der Einfluß des Wassers, wenn man Versuche mit ganz feinem Sand ausführt. Bei völlig trockenem Zustand bildet sich die Böschung sehr regelmäßig nach dem vorstehend abgeleiteten Gesetz für kohäsionslose Haufen. Feuchtet man den Sand etwas an, so wird die Masse plastisch, die Reibung wird offenbar zunächst ver-

mehrt, und der Sand steht mit fast senkrechter Böschung bis zu etwa 80 cm Höhe. Wenn man aber mehr Wasser zusetzt, nimmt die Reibung rasch ab, und wenn man den Haufen ganz unter Wasser setzt, so wird die Böschung viel flacher als die des völlig trockenen Sandes. Ähnlich verhält sich auch gemischter Boden und Tonboden. Bei letzterem entsteht ein sehr fester Zusammenhang, wenn man ihn in nassem Zustand fest zusammenpreßt und dann trocknen läßt. Die Masse wird fast steinhart und steht senkrecht bis zu großen Höhen. Wenn aber der Tonkörper wieder zerrieben wird, verhält er sich ähnlich wie trockener Sand. Wird er dann angefeuchtet, so wird er zunächst plastisch und bei Zusatz von mehr Wasser dickflüssig, sodaß er sich unter Wasser mit sehr flacher Böschung ausbreitet. Schlamm Boden kann reibungslos werden, er fließt dann auseinander wie eine Flüssigkeit.

Die Ursache dieses Verhaltens sind offenbar die Adhäsionskräfte. Diese werden sehr groß und erzeugen eine Kohäsion der ganzen Masse, wenn die einzelnen Bestandteilchen des Bodens durch Wasser und Druck zur dichtesten Lagerung und innigsten Berührung gebracht werden und wenn die Masse dann getrocknet wird. Ist aber der Zusammenhang gewaltsam gelöst, so ist auch die Adhäsion stark verringert. Auf diese Weise erklärt sich der für alle Erdarbeiten und Gründungen wichtige Unterschied des sogenannten „gewachsenen Bodens“ im Gegensatz zum aufgeschütteten Boden hinsichtlich der Standsicherheit, Tragfähigkeit und Auflockerung.

Bei der Schönebecker Elbbrücke war die aus sandigem Elbkies bestehende nördliche Rampe mit ihren unter  $1:1\frac{1}{2}$ , d. h. unter  $33^\circ 40'$  geneigten Böschungen vollkommen standsicher, so lange sie sich im Trockenen befand. Tatsächlich hat sie von ihrer im Frühjahr 1911 erfolgten Fertigstellung ab 3 Jahre lang gehalten, weil in dieser Zeit kein Hochwasser eingetreten ist. Als aber im März 1914 die unteren Bodenlagen vom Hochwasser durchdrungen wurden, verringerte sich die Reibung und die unbefestigte Westböschung mußte einstürzen, weil der Ablagerungswinkel für durchnässten Sand nur  $24^\circ$  beträgt. Die dünne Bekleidung mit Mutterboden und Rasen war nicht ausreichend, dagegen hat die Abpflasterung der Ostböschung Stand gehalten.

Bei Herstellung von Dämmen im Hochwassergebiet wird man auf diese Verhältnisse Rücksicht zu nehmen haben, indem man die unter Wasser kommenden Teile der Böschungen entweder genügend flach ausbildet, oder ausreichend befestigt. —

## Vermischtes.

Die Schwindungserscheinungen des Betons beim Erhärten an der Luft, die zu Ribbildungen in Eisenbetonkonstruktionen, auch bei verhältnismäßig niedriger Belastung, führen können, ist bereits mehrfach erörtert worden, zuletzt in Nr. 17 der „Mitteilungen“, früher Jahrg. 1913, S. 168. Beide Male handelt es sich um Versuche des Lichterfelders Materialprüfungsamtes. Mit derselben Frage haben sich auch schon früher die Materialprüfungs-Anstalten in Stuttgart und Zürich beschäftigt, deren Ergebnisse hier vergleichsweise mitgeteilt seien.

Ueber die Stuttgarter Versuche, die sich auf eine Zeitdauer von 6 Jahren erstrecken, hat Ing. O. Graf in der „Zeitschrift des Vereins Deutsch. Ing.“ Jahrg. 1912, S. 2069 berichtet. Die dort dargestellten Bewegungskurven zeigen, daß das Schwinden (ebenso wie das Quellen unter Wasser, das sich aber in wesentlich engeren Grenzen hält) auch nach 6 Jahren noch nicht ganz zum Abschluß gekommen ist, wenn auch auf das erste Jahr nicht weniger als 80% (bei den unter Wasser gelagerten Körpern 45%) der Gesamt-Längenänderung entfallen. Die Bewegungen sind für verschiedene Zemente übrigens recht verschieden. Inwieweit darauf die chemische Zusammensetzung von Einfluß ist, wurde nicht untersucht, dagegen scheint die Mahlfineinheit von Einfluß zu sein und zwar die höhere Feinheit, mit der höheren Festigkeit parallel läuft, hier in ungünstigem Sinn. Stark herabmindernd wirkt dagegen auf die Schwindungserscheinungen bekanntermaßen die Magerung der Mörtel. So wurden nach 2 Jahren Lagerung an der Luft bei einem Mörtel 1:2 (Rheinsand) bei einer Reihe verschiedener Zemente durchschnittlich noch nicht ganz 50% des Schwindmaßes reinen Zements beobachtet.

Die Züricher Versuche stammen schon aus früherer Zeit und sind von Prof. Schüle in Heft 13 der Mitteilungen der Züricher Anstalt i. J. 1907 veröffentlicht. Schüle macht ebenfalls die Beobachtung, daß die Schwindungen (und auch die Dehnungen) nach Jahresfrist stark abnehmen und am größten sind in den ersten 4 Wochen der Erhärtung. Die Versuche zeigen auch schon, wie das Rudeloff

später eingehender nachgewiesen hat, daß ein Feuchthalten der Körper in der ersten Zeit, ein geringeres Schwinden in der späteren Zeit zur Folge hat, also günstig auch nach dieser Richtung, nicht nur hinsichtlich der Festigkeit einwirkt. Die Versuche zeigen ferner den großen Einfluß der Magerung auf das Schwinden. Das Schwindmaß von Zementmörtel 1:3 betrug nach 28 Tagen nur 42%, nach 2 Jahren nur noch 37,5% desjenigen reinen Zementes (die Ausdehnung bei Wasserlagerung war nur 17 bzw. 16%). Die Versuche mit Mörteln (1:1, 1:3, 1:5) und Betonen verschiedener Mischung (150, 350, 450 kg Zement auf 1 cbm Kies und Sand) erstrecken sich auf  $1\frac{1}{2}$  Jahre, Wasser-, Luft- und feuchte Sandlagerung und sind mit Prismen von  $8 \cdot 8 \cdot 36$  cm Abmessung durchgeführt. Die dauernd unter feuchtem Sand gelagerten Prismen zeigen etwa dieselben Quellungen wie die unter Wasser gelagerten. Die Betonkörper bleiben in ihren Berechnungs-Erscheinungen hinter den Mörtelkörpern noch zurück, besonders hinsichtlich der Quellungen. Die Schwindungs-Erscheinungen sind aber nicht nur an sich kleiner, sondern vor allem sind auch die Zunahmen der Schwindung zwischen 28 Tage und  $1\frac{1}{2}$  Jahr Alter sehr viel geringer als bei den Mörteln. Während sie bei den untersuchten Mörteln zwischen 25,7 und 24% der Gesamtschwindung nach  $1\frac{1}{2}$  Jahren liegen, sind die betreffenden Zahlen für die Betone nur 14,5 und 9,5%.

Ein Vergleich mit anderen Bindemitteln ergab für Romanzement, sowohl rein als in Mischung 1:3 die höchsten Schwindungswerte, sowohl für 28 Tage, wie nach 2 Jahren, Schlackenzement zeigte rein geringere, in Mischung 1:3 höhere Werte als Portlandzement, ein hydraulischer Kalk ergab dagegen in beiden Fällen geringere Werte. —

Inhalt: Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau. — Untersuchungen über die Standsicherheit von Böschungen anläßlich der Böschungsruhrung an der Schönebecker Elbbrücke. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

Nº 20.

XIII. Jahrgang 1916.

### Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau.

(Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 156 und 157.

#### II. Rosenthaler Brücke.



ur kurz sei das zweite Bauwerk, die Rosenthaler - Brücke, mit eisernem Ueberbau besprochen. Ihre Gesamtanordnung geht aus den Abbildgn. 10—13 in No. 19, in Aufriß-, Grundriß und Querschnitten hervor. Wie der Lageplan, Abbildung 1 in No. 19, erkennen läßt, überschreitet die neue Brücke, die unmittelbar unterhalb der alten, während der Bauausführung dem Verkehr erhaltenen Brücke errichtet werden konnte, den Strom rechtwinklig. Die Strombauverwaltung hatte wieder für den neuen Schiffahrtskanal nur eine Oeffnung zugelassen, für die Stromrinne außerdem nur den Einbau eines Pfeilers in der Mitte gestattet. Daraus ergaben sich 4 gleich weite Oeffnungen von je 52 m Lichtweite und ein Abflußquerschnitt für die Hochwasser-Abführung von 850 qm. Die Brücke über den alten Schiffskanal am linken Ufer konnte erhalten bleiben.

Verlangt waren ferner in den beiden Stromöffnungen eine lichte Durchfahrts Höhe von 4,55 m über höchstem schiffbaren Wasserstand, von 4 m über dem neuen Schiffahrtskanal. Daraus ergab sich die Notwendigkeit, die Ueberbauten, für die hier eiserne Zweigelenkbögen mit angehängter Fahrbahn gewählt wurden, zum größeren Teil über die Fahrbahn zu legen. Die Kämpfergelenke sind unmittelbar über Hochwasser angeordnet worden, der Pfeil der Bögen ist 8 m, sodaß sich ein Verhältnis von 1:6,5 ergibt. Bei dem ganzen Eisenüberbau ist auf eine kräftige Ausbildung durch volle Querschnitte Wert gelegt, Bogenrippen und Hängestangen sind vollwandig ausgebildet und so knicksicher und steif, daß auch hier ein oberer Quer- und Windverband entbehrt werden konnte. Die Hauptträger sind zwischen die Fahrbahn und die ausgekragten Fußwege gelegt. Die Fahrbahn besteht aus Buckelplatten, auf welchen Granit-Kleinpflaster auf Zement-Traß-Beton 1:0,6:4 ruht. Die Fußwege sind mit freitragenden Eisenbetonplatten mit Granitoid-Oberfläche belegt. Die Ausbildung der Eisenkonstruktion geht im Uebrigen aus den Montage-Bildern Abb. 14 und 15 a. f. S. hervor.

Berechnet wurde die Brücke für 2 nebeneinander fahrende Reihen von 10<sup>t</sup>-Wagen, umgeben von Menschengedränge in Höhe von 400 kg/qm. Ferner wurde eine außergewöhnliche Belastung durch eine Dampfplug-Lokomotive von 23<sup>t</sup>-Dienstgewicht und eine solche durch 2 sich begegnende Straßenbahnzüge, bestehend aus je einem 20<sup>t</sup>-Motorwagen und zwei 10<sup>t</sup>-Anhängewagen berücksichtigt. Der Winddruck wurde bei belasteter Brücke mit 150, bei unbelasteter mit 250 kg/qm eingeführt. Zugelassen wurden für gewöhnliche Belastungsverhältnisse für die Quer- und Längsträger 850, die Hauptträger 1000 kg/qcm, für außergewöhnliche Verkehrslast bzw. 1000 und 1200 kg/qcm. Unter Berücksichtigung des Winddruckes waren für die Hauptträger bei gewöhnlicher Verkehrs-



Abbildung 16. Aufbau der Rosenthaler-Brücke über einem Zwischenpfeiler.

last 1200, bei außergewöhnlicher Verkehrslast 1400 kg/qcm vorgesehen.

Die Montage erfolgte auf festen Rüstungen und mit einfachem Laufkran.

Unter den gegebenen Verhältnissen und bei der gewählten Konstruktion ergab sich für die Linienführung der Fahrbahn ein beiderseitiges Gefälle von 1:120, in der Mitte durch flachen Bogen ausgerundet. Zwischen neuem Brückenende und Kanalbrücke am

die Hinterwände der Widerlager wieder ausgezogen worden sind. Als Profil wurden hier die Systeme „Rote Erde“ und „Larssen“ verwendet. Die Ergebnisse waren in dem schweren, von Hindernissen durchsetzten Boden nicht so gut wie mit der Ransome-Wand. Das Grundmauerwerk ist gleich so verbreitert, daß die Brücke später auf 15m Nutzbreite gebracht werden kann. Die Bodenpressungen stellen sich im Widerlager auf den Kies zu 3,4, in den Pfeilern auf



Abbildung 14. Gesamtansicht der aufgestellten Eisenkonstruktion der Rosenthaler-Brücke.

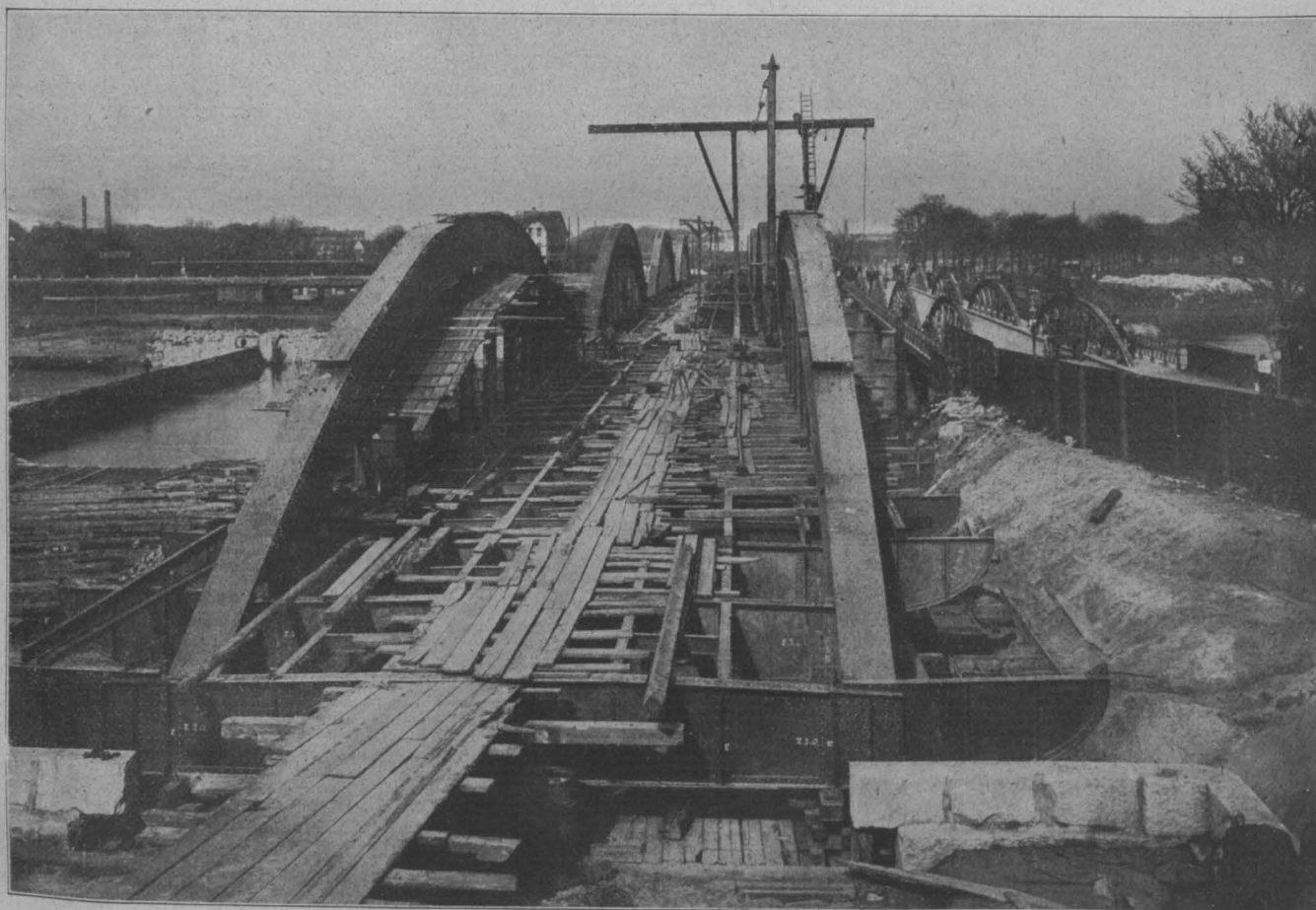


Abbildung 15. Blick in die Rosenthaler-Brücke bei Aufstellung der Eisenkonstruktion.

linken Ufer ist ein Gefälle 1:400 eingelegt, am rechten Ufer fallen die beiden anschließenden Straßenzüge mit 1:50.

Die Gründungsverhältnisse sind günstiger als bei der Hindenburg-Brücke. Beide Widerlager sind wieder auf den Kies, die 3 Zwischenpfeiler bis auf die Tonschicht gegründet, die hier ziemlich wagrecht verläuft, nicht ganz 7m unter Normalstau, 3,50m unter Flußsohle. Die Baugruben sind wieder mit eisernen Spundwänden eingefaßt, die auch bis auf

die Letteschicht zu 4,6 kg/qcm. Auch hier machten einige Sandnester stellenweise eine Dichtung des Bodens unter dem Beton mit Pfählen erforderlich, auch ergaben sich stellenweise einige Schwierigkeiten bei der Aussteifung der Baugruben und ihrer Trockenlegung.

Die Pfeiler und Widerlager sind in Stampfbeton mit Granitverblendung hergestellt. Die unterste 1m hohe Fundamentschicht besteht aus Beton von 1 Zement: 6 Oderkies: 8 Granitschotter, dann folgen



Von den Unternehmern seien hier nur genannt: Tiefbaufirma Ernst Isaak in Breslau für die Gründungs-, Zimmer- und Maurerarbeiten, Brückenbau-Anstalt Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schl. für die Eisenkonstruktion. Auch für diese Brücke betrug die Ausführungsdauer rd. 2¼ Jahr. Davon entfallen auf den Unterbau 13 Monate, auf die Aufstellung des eisernen Tragwerkes 8 Monate. Die Aufstellung und Vernietung eines Ueberbaues ohne die Buckelbleche der Fahrbahn erforderte 7 Wochen.

In ungefähren Summen ermitteln sich die Baukosten der beiden Brücken nach Maßgabe der am Schluß mitgeteilten Tabelle.

Rechnet man die Kosten für 1 qm Brückengrundfläche, von Hinterkante zu Hinterkante Widerlager

In den beiden Abbildungen 17 und 18 sind schließlich auch die Brückenbauwerke in ihrer äußeren Erscheinung gegenüber gestellt. Der Vergleich dürfte jedenfalls nicht zu Ungunsten der Massiv-Brücke ausfallen. Beide wirken bei der durchaus schlichten Ausgestaltung dabei lediglich durch die Linienführung. Wir hoffen, auf die Ausbildung der Hindenburg-Brücke, namentlich ihrer großen in Gußeisenbeton ausgeführten Hauptöffnung, später noch näher eingehen zu können. —

I. Hindenburg-Brücke.		II. Rosenthaler-Brücke.	
Grundbau . . . . .	279 000 M.	Grundbau . . . . .	143 000 M.
Pfeiler und Widerlager . . . . .	119 000 "	Pfeiler und Widerlager . . . . .	133 000 "
Gewölbe . . . . .	201 000 "	Eisenkonstruktion u. Brückenbahn . . . . .	392 000 "
Bogenbrücke, Ueberbau . . . . .	111 080 "	Beleuchtungs-Anlagen . . . . .	8 000 "
Beleuchtungs-Anlagen . . . . .	10 000 "	Abbruch der besteh. Brücke . . . . .	69 000 "
Notbrücke . . . . .	52 000 "	Bauleitung und Ins-gemein . . . . .	91 000 "
Abbruch der besteh. Brücke . . . . .	69 000 "		
Bauleitung und Ins-gemein . . . . .	129 000 "		
zus. 970 000 M.		zus. 836 000 M.	
		Fr. E.	

**Versuche beim Bau des Langwieser Überganges und deren Ergebnisse**  
(Von der kgl. Sächs. Techn. Hochschule zu Dresden zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Dissertation.  
Vorgelegt von Dipl.-Ing. Herrmann Schürch. Verlag von Julius Springer in Berlin 1916.)

Bei sonstiger Zurückhaltung in der Erbauung von Bahnbrücken in Eisenbeton hat sich hier das Schweizerische Eisenbahndepartement doch für diesen Baustoff entschieden und das Bauwerk als Versuch im Großen ausgeführt. Unter anderen eingehenden Versuchen wurde verlangt, daß mit Rücksicht auf die örtliche Lage des Baues in 1320 m ü. M. besondere Versuche über den Einfluß des raschen und großen Wärmewechsels auf die Betonfestigkeit durchgeführt würden.

Der Verfasser berichtet in seiner sehr bemerkenswerten Arbeit über die vor und während der Bauausführung vorgenommenen Hauptversuche und insbesondere über die auf seinen Vorschlag unternommenen unmittelbaren Messungen des Einflusses der äußeren Luftwärme auf die Körperwärme des Betons und deren Verlauf und Verteilung in den Querschnitten der Bauteile. Die Baustoffuntersuchungen erstreckten sich auf Zement, Zuschläge (Moränenmaterial), den fertigen Beton, das Eisen und das Gerüstholz.

Kälteschutzmittel wurden, da nennenswerter Erfolg sich nicht ergab, im allgemeinen nicht angewendet; es wurde bei höheren Kältegraden (bis zu  $-10^{\circ}\text{C.}$ ) mit Abdeckungen und Segeltuch-Umhüllungen erfolgreich gearbeitet. Die Zuschläge wurden sorgfältig ausgesiebt und nach Korngröße zusammengesetzt; hierbei ergab sich die beste Betonfestigkeit, wenn der Sandzusatz gleich dem Hohlraumbetrage des Kiesel gewählt wurde; um jedoch möglichst dichten Beton zu erhalten, wurde der Sandzusatz um 20% der Hohlräume vergrößert. Die Elastizitätsziffer des Betons ergab sich bei 6 Wochen Alter ungefähr zum Doppelten der üblichen Annahme. Das Flußeisen war vorzüglich; es besaß folgende Eigenschaften: Zugfestigkeit 4430—4800 at, Streckgrenze 3000—3310 at, Bruchdehnung 26—29,7%, Gütezahl 1,17—1,32.

Das Holz (Rottanne oder Fichte) wurde auf Druckfestigkeit an Stammstücken von 1,5 m Länge und 17–37 cm Durchm. und an 7,16 cm dicken Scheiben geprüft und zwar

kurz nach der Fällung im Dezember, sowie im August.  
Es ergaben sich folgende mittlere Festigkeiten:

Dezember	{ Stämme (bei 43–50% Feuchtigkeitsgehalt)	181 kg/qcm
	{ Scheiben ( " )	197–208 "
August	{ Stämme (Holztrocken)	218 "
	{ Scheiben ( " )	238–242 "

Die Wärmebeobachtungen bilden den Haupttheil des Buches. Der Verfasser beschäftigt sich zunächst ausführlich mit dem Wärme-Einfluß auf Bauwerksteile in theoretischer Beziehung und mit bisherigen Versuchen in dieser Richtung und deren Schlußfolgerungen, wobei er zu dem Schluß gelangt, daß angesichts des großen Einflusses der Wärmeschwankungen bei eingespannten Tragwerken die Frage der Wärmeleitungsfähigkeit von Beton und Eisenbeton noch bei weitem nicht genügend geklärt ist und daß insbesondere der Beobachtung und Erfahrung am Bauwerk gegenüber Kleinversuchen großer Wert zuzusprechen ist; damit sind die Vorschläge des Verfassers wohl begründet, ausführliche Versuche gerade an dem vorliegenden Bauwerk zur Durchführung zu bringen, dessen außergewöhnliche Verhältnisse in bedeutenden Abmessungen, in der aufgelösten Bogenform und den klimatischen Verhältnissen bestehen.

Zur Beobachtung der Durchwärmung des Betons und zur Bestimmung der mittleren Wärme des Gewölbes und deren Schwankungen wurden nach Gewölbeschluß 30 Wärmemesser in das Gewölbe eingesetzt und zwar je 10 Stück im Scheitel und auf jeder Kämpferseite und auf die beiden Gewölberippen gleichmäßig verteilt. Die Eintauchtiefe betrug 30—70 cm. Beobachtungen fanden während der Zeit von Oktober 1913 bis November 1914 statt und zwar täglich dreimal, wobei jedesmal auch die Luftwärme festgestellt wurde; so entstand aus rd. 36 000 Beobachtungen ein ganz außerordentlich umfangreiches Material, das vom Verfasser in eingehendster Weise textlich und durch viele graphische Darstellungen nach allen Richtungen ausgewertet wird. Es ist schwer, in knappem Auszuge den reichen Inhalt anzudeuten; einige Haupt-Ergebnisse sollen jedoch hervorgehoben werden. Die Tagesschwankungen der Betonwärme erreichen bei weitem nicht diejenigen der Luft. Die Wirkung der Bestrahlung ist erheblich und läßt nicht unbedeutende Spannungen verschiedener Art erwarten; es erscheint notwendig, gegliederte Querschnitte nicht nur dort zu bewehren, wo es statisch erforderlich ist, sondern überall am Umfang, und Umfangs-Quer- und Diagonalbügel werden erforderlich. Ein bestimmtes mathematisches Gesetz über die Geschwindigkeit des Eindringen des Wärmestromes in die

\*) Vergl. Deutsche Bauzeitung Jahrg. 1915, S. 101 ff. und „Mitteilungen“ 1916, No. 18, S. 143 ff.

Betonkörper und über das Verhältnis zwischen Körperwärme und äußerer Luftwärme oder über das Verhältnis zwischen mittlerer Körperwärme und mittlerer Luftwärme läßt sich nicht aufstellen, weil es unmöglich ist, alle äußeren Einflüsse genau und erschöpfend zu messen.

Solche unkontrollierbaren Einflüsse sind: Niederschläge (Regen, Schnee, Tau, Reif), Verdunstung, Wind, die durch Messungen nicht scharf genug verfolgbare mittlere Luftwärme, bedeutende Unterschiede zwischen Schatten- und Sonnenwärme, Wärmeunterschiede an den verschiedenen Stellen des Bauteiles. Diese Einflüsse waren in Langwies infolge des Klimas besonders groß. An empirischen Feststellungen werden jedoch folgende gewonnen: 1. Temperaturschwankungen dringen nur gedämpft und bis zu geringer Tiefe ein, 2. die Verzögerung des Wärme-Eintrittes wächst mit der Tiefe; die Thermometer in 30 cm Tiefe zeigten abends, die in 70 cm Tiefe morgens die höchste Ableseung. 3. Steigt oder fällt das Luftmittel, so steigt oder fällt auch — mit zeitlicher Verschiebung — die mittlere Betonwärme. 4. Bei der Bestrahlung nicht zugänglichen Punkten erreichen die Amplituden der mittleren Betonwärme nie die Amplituden der mittleren Luftwärme; bei starker Bestrahlung dagegen kann der Beton erheblich wärmer werden als das Luftmittel. 5. Die seitliche Bestrahlung ist wirksamer als die von oben. Für den entwerfenden Ingenieur sind am wichtigsten die Größtschwankungen: die Lufttemperatur schwankte während eines Jahres zwischen den äußersten Werten von  $-17^{\circ}\text{C}$  und  $+24^{\circ}\text{C}$ , also um  $41^{\circ}\text{C}$ , das Tagesmittel um  $30,5^{\circ}\text{C}$  ( $-13^{\circ}$  bis  $+17,5^{\circ}\text{C}$ ); demgegenüber hatten die äußersten Wärmegrade des Betons nur einen Spielraum von  $32,9^{\circ}\text{C}$  und zwar zwischen  $-10,2$  und  $+22,7^{\circ}\text{C}$ , jedoch nicht in den gleichen Punkten ( $24,8$  bis  $32,5^{\circ}\text{C}$  in gleichen Punkten). Die Mittel aus allen Beobachtungen ergaben:

in 30 cm Tiefe	$28,20^{\circ}\text{C}$
„ 50 „ „	$27,66$ „
„ 70 „ „	$26,24$ „

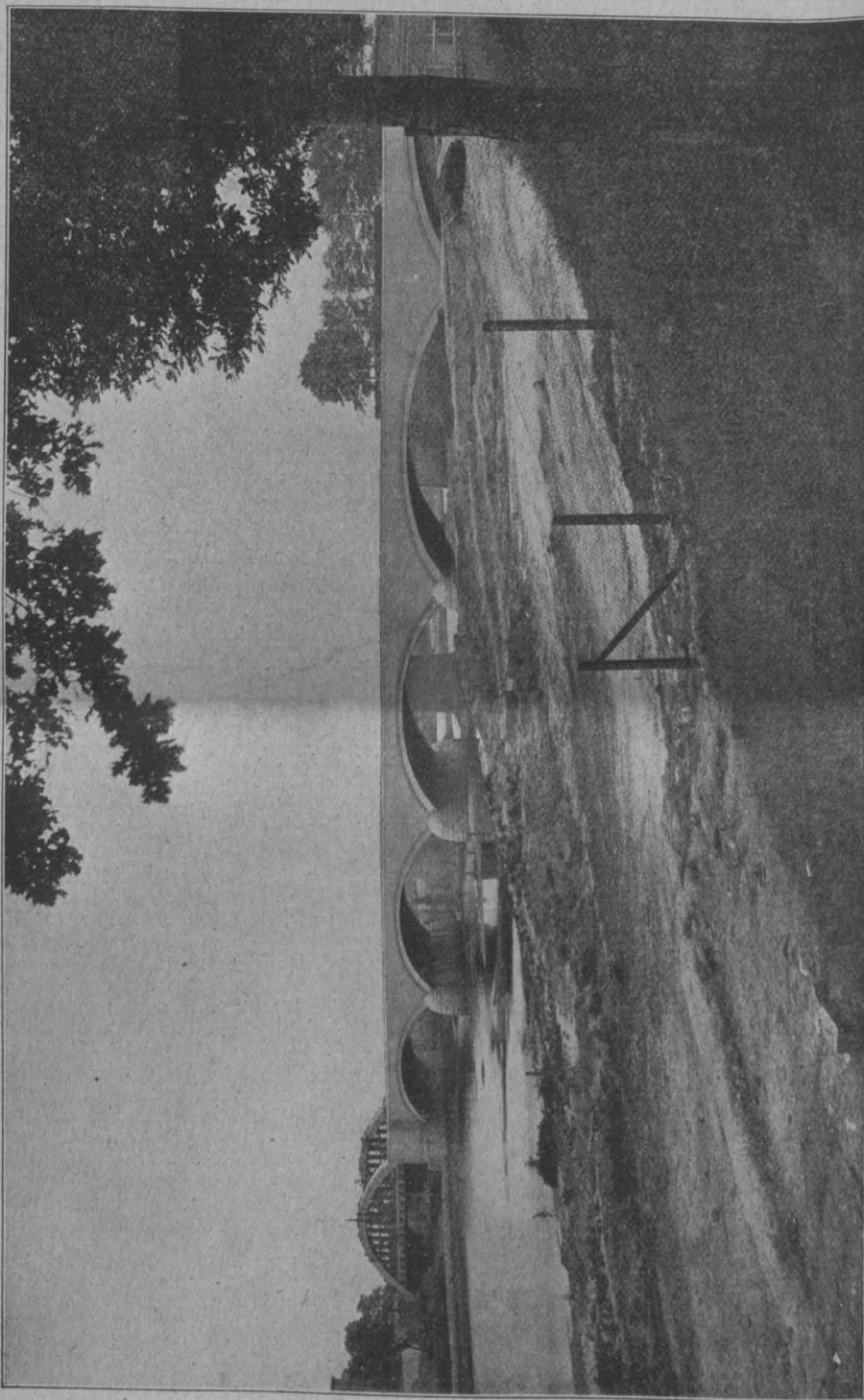
Größtschwankung im Beton

Die rechnermäßige Voraussetzung von  $30^{\circ}\text{C}$  Schwankung der mittleren Gewölbewärme erscheint also berechtigt für den vorliegenden Bau, sie sollte aber andererseits den örtlichen Verhältnissen (Klima, ausgesetzte Lage, Wärmeschutz) angepaßt werden, die hier außergewöhn-

liche waren. Von großer Bedeutung ist die Einhaltung der geeignetsten Bauzeit, d. i. die Zeit kühler Witterung im Frühjahr oder Herbst.

Die äußerst eingehende und durchdachte Auswertung aller Versuchsgrundlagen, die textlich und durch reiches Tafel- und Tabellenmaterial zum Ausdruck gelangt — insbesondere auch im Anhang, der alle Versuchsergebnisse in Protokollen (auch über Baustoffe) bringt — erfordert eingehendes Studium der reichen Fülle an Wertvollem, das die Arbeit darbietet; dies Studium muß den Fachgenossen aufs Angelegentlichste nahe gelegt werden. —

Dr.-Ing. H. Nitzsche.



Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau. Abbildung 17. Gesamtansicht der Hindenburg-Brücke.

## Geplante Kaibauten im Gothenburger Hafen.

(Zum Bericht der Gothenburger Kaikommission vom 25. September d. J.)



igenartige Bodenverhältnisse der Stadt Gothenburg erschweren an deren Häfen die Kaibauten in erheblichem Maß. Auf einzelnen Strecken tritt der Fels allerdings so nahe an das Ufer der Göthaelf heran, daß er die Kaimauer ersetzt. Dort werden nur umfangreiche Sprengungen erforderlich. Meistens beginnt der Fels am Hafengelände aber tiefer und zwar bis zu  $90\text{m}$  unter

dessen Oberfläche, von wasserreichem, zum Ausweichen neigenden Tonboden überlagert. Vor Aufbau eines Kais wird unter solchen Verhältnissen der Untergrund jeweils nach Ausbaggerung des Tonbodens an den Hafenufern durch umfangreiche Sand- und Kiesschüttungen verbessert. Immerhin haben sich örtlich Bodenbewegungen gezeigt; dies zumal dort, wo der Tonboden auf Felsschichten lagert, die in Richtung zum Fluß steil abfallen. So ereig-



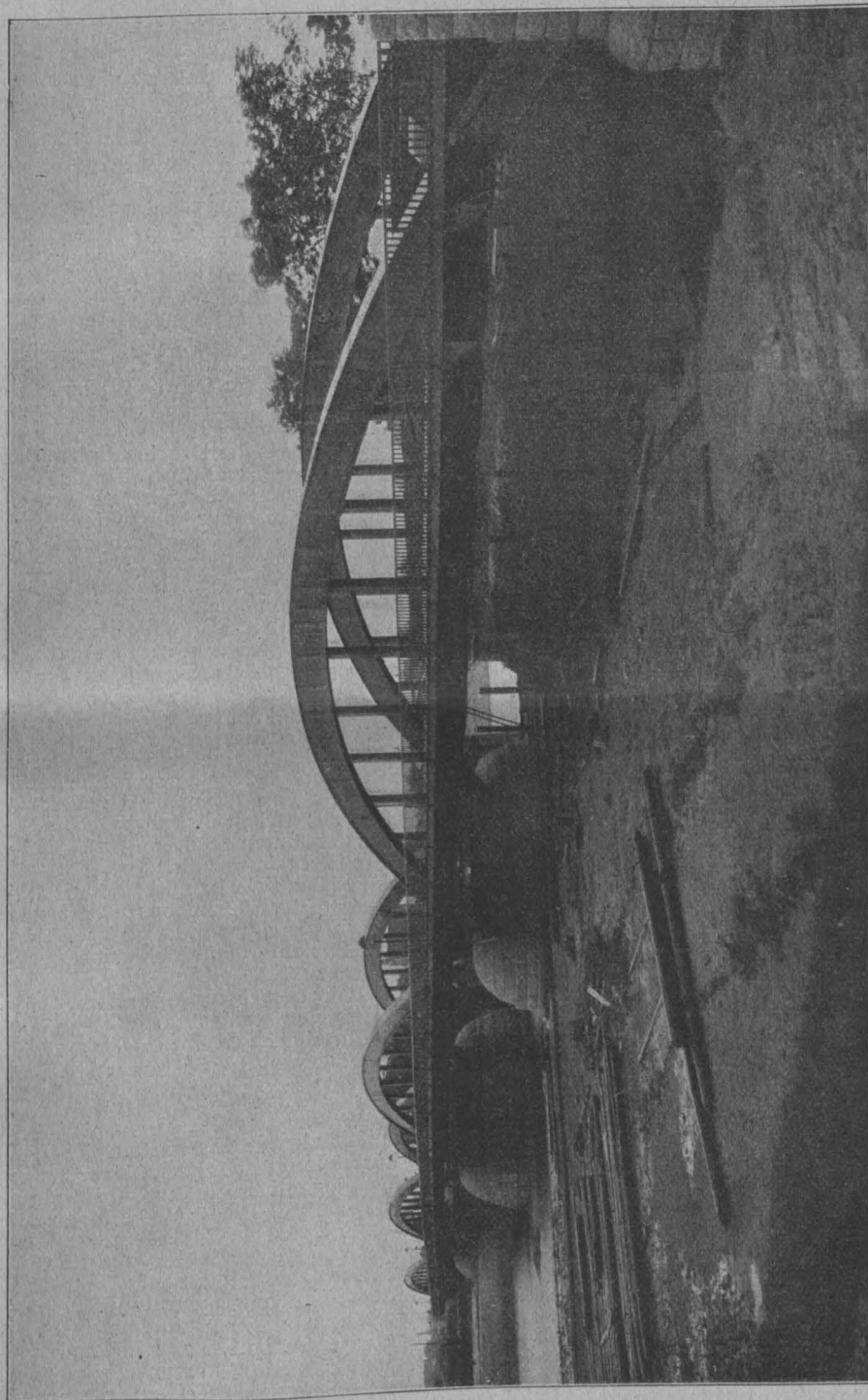
nete sich im März dieses Jahres bei dem Bau einer Verlängerung des Stigbergskais eine derartige Bodenbewegung. Der aktive Erddruck hinter dem Kai überwand den passiven Erddruck vor der Kaikonstruktion, wobei sich eine Gleitfläche bildete, welche unter den Spitzen der Grundpfähle hindurchführte und an ihrem tiefsten Punkt etwa 20 m unter Kaioberfläche verlief. Die Bodenaufreibungen ließen sich bis etwa 60 m Entfernung vor Kai-vorderlinie feststellen.

Da nun die Ausführung der Bauten für den neuen Zentralhafen Gothenburgs beginnen, dessen Gelände auch ähnlicher Tonboden, bis zu sehr großer Tiefe reichend,

Geh. Hofrat Max Möller, dessen Arbeiten über Erddruck aus seinen Erddruck-Tabellen bekannt geworden sind. Die Kommission tagte zunächst gegen Ende Mai dieses Jahres in Gothenburg und abwärts gegen Ende September, nachdem inzwischen verschiedene in der Kommission beratene Untersuchungen über die Tragfähigkeit der Pfähle, in den zu verwendenden geschütteten Kies und in Tonboden gerammt, sowie über die Reibungswerte für Kies und Tonboden durch das Hafenbauamt zur Ausführung gelangt waren.

Dazu gehörte zumal auch eine Belastungsprobe des Untergrundes am Hafengelände. Der Hafen erhält eine

Nutz-Wassertiefe von 9 m bei mittlerem Wasserstand. Die Baggerung greift wegen ihrer Unregelmäßigkeiten aber im Mittel bis 9,2 m unter MW. Vor der Uferlinie erfolgte zunächst eine Baggerung auf 6 m unter zukünftiger Hafensohle, bis zu 50 m Entfernung von der Uferlinie reichend, und Ersatz des ausgehobenen leicht beweglichen Tonbodens bis Hafensohle durch sandigen Kies. Diese Kiesbank bildete vermöge ihres Gleit-Widerstandes den festen Fuß des Kaiufers. Landwärts der Uferlinie wurde die Probe-Schüttung aus Kies in tunlichst steiler Böschung so hoch über Oberfläche des zukünftigen Hafengeländes geführt, daß in ihrem Gewicht die Kainutzlast von 3000 kg/qm und eine Mehrlast von 1000 kg/qm eingeschlossen ist. Die Uferlänge dieser Probelastung besitzt eine Länge von 65 m. Gegen Ende des Schüttvorganges zeigten sich oben auf der Schüttung landwärts zuletzt einige Risse und kleine Senkungen bis zu 25 cm, mithin ein erster Beginn von Rutschungen in den hinteren Lagen. Dieser Vorgang vollzog sich während der Zeit weniger Tage und hörte dann auf. Jener Belastungs-Zustand ist nun, als dem Gleichgewicht der Kräfte angenähert entsprechend, aufgefaßt und aus ihm durch statische Untersuchungen der Reibungswinkel des Tonbodens zu  $14\frac{1}{2}^\circ$  ermittelt. Gleitversuche unter Benutzung eines belasteten Körpers aus Ton, und zwar eines unten mit Ton und darüber mit Kies gefüllten größeren Kastens ohne Boden, auf wagrechter unter dem Grundwasserstande liegenden Tonfläche gezogen, führten zu ähnlichen Ergebnissen über die Größe des Reibungswinkels. Bei Aufstellung des Kai-Entwurfes ist dann



Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau. Abbildung 18. Gesamtansicht der Rosenthaler-Brücke.

aufweist, hatte sich das städtische Hafenamt entschlossen, die Frage zweckmäßigster Kaibauweise dort mehreren Fachmännern zur Beratung vorzulegen.

Eine Kommission wurde gebildet, bestehend aus dem Hafenbaudirektor Gothenburgs K. Pettersson, dem Hafenbaudirektor Stockholms A. Lundberg, dem Professor für Wasserbau der Techn. Hochschule Stockholms W. Fellenius, dem Obergeringenieur der Wasserkraftanlagen Schwedens A. Ekwall, dem Erbauer Rotterdamer Hafenanlagen, Generaldirektor H. A. van Ysselsteyn im Haag und dem Professor der Techn. Hochschule in Braunschweig,

mit jenem Winkel von  $14\frac{1}{2}^\circ$  als Reibungswinkel gerechnet. Der Winkel des verwendeten sandigen Kieses unter Wasser erwies sich zu  $29-30^\circ$ , gerechnet ist hier mit  $24^\circ$ .

Gegen das Gleiten ist  $1\frac{1}{2}$ fache Sicherheit von der Kommission gefordert. Der passive Erddruck wird dabei also gleich dem  $1\frac{1}{2}$ fachen des aktiven Druckes. Dies hatte die Wirkung, daß bei der gewählten Kaikonstruktion für die wahrscheinlich gefährlichste Gleitfläche der passive Erddruck um etwa 50 t auf 1 lfdm. größer ausfällt, als der aktive Erddruck, dessen Größenbetrag im Entwurf durch die Wahl eines Hohlbaues herabgemindert worden

ist. Das Ufer wird in Böschung ausgebildet und der Tonboden mit einer ihn schützenden Kiesschüttung überdeckt, deren Oberfläche eine Neigung 1:3,5 erhält, und die oben auf etwa 2, am unteren Ende lotrecht gemessen, auf 6 m Stärke bemessen wird. Die Fußlinie der Böschung liegt in der Kaivorderlinie in 9,2 m Wassertiefe, bei Mittelwasser gemessen. Der Raum zwischen der Kiesböschung und einer unter Mittelwasser liegenden hölzernen auf Rampo Pfählen ruhenden Plattform bleibt hohl. Vorn trägt diese eine niedrige Kaimauer in Eisenbetonkonstruktion mit einem Fuß von 6 m Breite, hinten Erdfüllung aus leichtem Material. Die Nutzlast der Plattform ist zu 3000 kg/qm festgesetzt, die Breite derselben zu 34 m. Das Holzwerk der Plattform wird unter der Fäulnisgrenze liegen. Vorn wird der Hohlraum durch eine Eisenbetonwand abgeschlossen, um die Pfähle gegen Angriff des Bohrwurmes und gegen die Wirkung treibenden Eises zu sichern. Zum Ausgleich der Wasserstände vor und hinter dieser Wand wird Gelegenheit gegeben. Der Bohrwurm

### Vermischtes.

**Versuche über den Einfluß des elektrischen Stromes auf Ziegelmauerwerk, Mörtel, natürliche Gesteine** werden in einem kürzlich erschienenen Buch über „Krankheiten und Zerstörungen des Ziegelmauerwerks“, das wir an anderer Stelle besprechen, von Dr.-Ing. Ludwig Reese mitgeteilt, die von gewissem Interesse sind. Verfasser geht von den bekannten Versuchen Lindeck's mit Beton aus, nimmt Bezug auf amerikanische Versuche und diejenigen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ und stellt sich die Aufgabe, mit Rücksicht auf die mannigfache Verwendung der Elektrizität in städtischen und landwirtschaftlichen Gebäuden zu untersuchen, ob Ziegelmauerwerk durch die praktisch vorkommenden elektrischen Ströme leiden kann. Die Untersuchungen wurden mit Starkstrom bei Nieder- und Hochspannung und schließlich auch noch mit Lichtbögen, also mit stärkster Wirkung durchgeführt. Die Versuchsstücke waren Platten von ungefähr  $12 \cdot 12 \cdot 1,5$  cm Abmessung. Sie bestanden aus mit der Steinsäge zerschnittenen Ziegeln (Hintermauerungs- und Hartbrandsteine, Klinker) und Mörtelplatten aus Kalk- bzw. Zementmörtel 1:3, die nach 4 Wochen Luftlagerung (bei den Kalkmörtelplatten unter dem Einfluß von Kohlensäure zur rascheren Erhärtung) verwendet wurden.

Bei der Anwendung von Starkstrom und Niederspannung wurde mit 220 Volt, und zwar Gleich- sowie Wechselstrom gearbeitet. Um den sicheren Uebergang von den Elektroden zu den Platten zu erreichen, wurden diese beiderseits mit Staniolpolster belegt. Bei trockenen Platten war kein Stromdurchgang nachzuweisen, bei wassersatten dagegen sofort ein solcher von 4–9 Amp. unter starker Dampfentwicklung. Mit der Austrocknung der Platten hörte der Stromdurchgang wieder auf. Beschädigungen zeigten sich nicht. Der hochgespannte Starkstrom besaß 500 Volt Spannung bei Gleichstrom, 800, 2400, 6000 Volt bei Wechselstrom. Auch hier zeigte sich nur bei wassersattem Zustand ein lebhafter Stromdurchgang, der mit fortschreitender Austrocknung abnahm, Schäden zeigten sich aber nicht. Schließlich wurden die Platten 5 Minuten lang einem Lichtbogen von 60 Amp. bei 500 Volt Gleichstrom ausgesetzt. Die trockenen Platten aus Kalk- und Zementmörtel wurden nicht angegriffen, trotzdem die als Elektroden benutzten Kupferdrähte rasch an den Enden bei der großen Hitze-Entwicklung abschmolzen; die Ziegelplatten zeigten nach 4–5 Min. an den Angriffsstellen des Lichtbogens eine unbedeutende Schmelzung ganz geringer Tiefe. An den Kanten der Ziegelplatten trat ein leichtes Schmelzen ein, sobald der Lichtbogen auf diese einwirkte, und zwar stärker bei Klinkern als bei gewöhnlichen Hintermauerungssteinen. Die Kanten der Kalkmörtelplatten fingen an abzublattern, Zementmörtel wurde dagegen auch an den Kanten fast garnicht angegriffen. Die wassersatten Platten verhielten sich etwas ungünstiger. Es zeigten sich bei den Ziegeln schon nach 3 Min. Ausschmelzungen bis 2 mm Tiefe bei Klinkern, schwächer bei Hartbrandsteinen, am schwächsten (noch etwa 0,5 mm) bei Hintermauerungssteinen. Einige Ziegelplatten zersprangen infolge der großen örtlichen Erwärmung. Die Kalkmörtelplatten wurden wieder an den Kanten etwas stärker angegriffen, am besten verhielt sich auch hier der Zementmörtel, der auch an den Kanten nur geringfügige Ausnagungen und Absprengungen zeigte. Glasierte Ziegel erwiesen sich als sehr empfindlich und zersprangen rasch. Das gleiche Schicksal hatten Platten aus Granit und Marmor verschiedener Art. —

**Zu falschen Schlußfolgerungen aus Beton- und Eisenbeton-Versuchen**, die verwirrend und schädlich wirken,

hat sich weiter außerhalb in der Gothaelf gezeit; es besteht die Möglichkeit, daß derselbe nach erfolgter, beabsichtigter Vertiefung des Flusses sich in den unteren, dann salzhaltigeren Schichten des Hafenwassers einstellen könnte. In dem dunkeln Hohlraum mit fast stillstehendem Wasser hinter der Spundwand wird er aber nicht leben können; er bedarf dazu mäßiger Strömung und Licht, wie Untersuchungen das gezeigt haben.

Nach der Gothenburger Handels- und Seefahrtszeitung vom 28. Sept. d. J., welche einen Auszug aus dem Kommissionsbericht bringt, belaufen sich die Kosten dieser Kaikonstruktion, einschließlich der für deren Herstellung besonders erforderlichen Baggerungen und Kiesfüllungen, welche hafenwärts bis zu 50 m vor die Kailinie reichen, auf 4150 Kronen d. ldm., wenn man die für den älteren Entwurf von 1911 geltenden Einheitspreise der Berechnung zugrunde legt. Zurzeit sind die Preise aber erheblich gestiegen, sodaß sich die Kosten über jenen Betrag hinaus noch erhöhen werden. —

weil sie als Auswertungen wissenschaftlicher Versuche erscheinen, nimmt Prof. von Bach entschieden Stellung in einer Veröffentlichung, die in Heft 7 und 8 Jahrg. 1916 der Zeitschrift „Armierter Beton“\*) erschienen ist. Die Ausführungen betreffen einerseits das Verhältnis der Säulenfestigkeit zur Würfelfestigkeit des Betons, das in neueren Veröffentlichungen sogar schon größer als angegeben worden ist, und die Widerstandsfähigkeit des Betons in bewehrten und unbewehrten Säulen gleicher Art, bezüglich deren schon die Behauptung aufgestellt worden ist, die Zusammenrückungen der bewehrten Säulen seien größer als die der unbewehrten.

Zu einem solchen Verhältnis der Druckfestigkeit der Säulen (deren Höhe nur so groß gewählt wird, daß ein Ausknicken beim Versuch ausgeschlossen ist) zur Druckfestigkeit von Würfeln konnte man nur kommen bei Vernachlässigung der nach früheren Versuchen und Erfahrungen eigentlich selbstverständlichen Forderung, daß die zum Vergleich herangezogenen Säulen und Würfel aus genau denselben Baustoffen, zur selben Zeit und unter denselben Verhältnissen gleich sorgfältig hergestellt, gelagert und im gleichen Alter zerdrückt werden und daß sie auch vor allem die gleiche Querschnittsform und Querschnittsgröße besitzen. Nach seinen Versuchen und Erfahrungen kommt v. Bach dann zum Schluß, daß, wenn sich der Beton von üblicher Zusammensetzung unter sorgfältigster Versuchsdurchführung für Säulen, deren Höhe etwa gleich dem 3–4fachen der Querschnittsabmessungen ist, das Verhältnis von Prismen- zur Würfelfestigkeit größer als 0,9 oder kleiner als 0,8 ergibt (unter Beobachtung aller oben erwähnten Forderungen), solche Werte auf Mängel in der Herstellung hindeuten.

Bezüglich des Vergleiches zwischen der Betonfestigkeit bewehrter und unbewehrter Säulen kommt Verfasser zu dem Schluß, daß, wenn sich unter sonst gleichen Verhältnissen für bewehrte Säulen größere Zusammendrückungen als für unbewehrte aus demselben Beton bei sorgfältigster Versuchsdurchführung ergeben, das darauf hindeutet, daß die ersten Säulen weniger dicht gestampft sind als die letzteren. Eine solche Gefahr liegt aber vor, da die Art und die Abmessungen der Bewehrung ein erfolgreiches Einstampfen bzw. Einstopfen des Betons leicht behindert. —

**Norwegische Schiffsbauten in Eisenbeton.** Zu den ersten probeweisen Anwendungen des Eisenbetons, lange bevor er zu Baukonstruktionen verwendet worden ist, gehörte bekanntlich der Bootsbau. Der französ. Ingenieur Lambot stellte schon i. J. 1854 ein Ruderboot in Eisenbeton her. Die Anwendung in der Praxis des Schiffbaues gehört aber erst der neuesten Zeit an. Namentlich ist man in Italien mit dem Bau von Eisenbeton-Schleppkähnen vorangegangen und in Amerika sind verschiedentlich große Eisenbeton-Prahme, so beim Bau des Panama-Kanales zur Verwendung gekommen. Wir haben darüber früher mehrfach berichtet.\*\*\*) Einer kürzlichen Mitteilung der „Frankfurter Zeitung“ entnehmen wir jetzt, daß sich eine Schiffswerft in Moss bei Christiania mit der Herstellung von Eisenbetonbooten nach Plänen des norwegischen Ingenieur Fongner in größerem Maßstabe beschäftigen will. Es werden dort u. a. Motor-Frachtschiffe von durchschnittl. 250 t Fassung gebaut und der Betrieb soll auf eine jährliche Lieferung von 30–40 solcher Boote eingestellt sein. Es sollen dort ferner Leichter von 3000 t Wasserverdrängung bei 1500 t Gewicht für eine

\*) Einige Bemerkungen über Beton- und Eisenbeton-Versuche und deren Ergebnisse von C. Bach. (Auch als Sonderdruck erschienen.)

\*\*) Jahrg. 1907, S. 84, Jahrg. 1909, S. 104, 1910, S. 49 (Deutsches Beispiel).



norwegische Gesellschaft gebaut werden und auch der Bau eines Eisenbeton-Schwimmdocks für 5000 t-Schiffe im Gang sein. —

### Literatur.

**Der Gewölbebau.** Neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung. Von Dr.-Ing. R. Färber. Berlin 1916. Verlag der „Deutschen Bauzeitung“ G. m. b. H. Preis geh. 2,80 M. —

Der Inhalt der Broschüre (von 28 Seiten Umfang in Folioformat) setzt sich aus einer Reihe von Veröffentlichungen des Verfassers in der Deutschen Bauzeitung zusammen unter — stellenweis umfassender — Erweiterung derselben und Zufügung eines neuen Kapitels.

Färber's Arbeiten verfolgen den Zweck, „die großen konstruktiven und schönheitlichen Vorzüge der massiven Bogenbrücken“ in erleichteter Weise ausnutzbar zu machen und über die mannigfachen Schwierigkeiten statischer und praktischer Art, die sich deren weitestgehender Anwendung entgegenstellen, zu verringern bzw. zu beseitigen. Diese Aufgabe ist ganz zweifellos dankbar; um so höher muß es dem Verfasser angerechnet werden, daß es ihm im besten Sinne des Wortes gelungen ist, einfache Hilfsmittel für Berechnung und Ausführung massiver Bogenbrücken aufzufinden. Der Satz im Vorwort: „Die folgende Arbeit vereinfacht zunächst das Rechenverfahren derart, daß es selbst dem mit der Berechnung von Bögen weniger vertrauten Ingenieur möglich wird, in kurzer Zeit einen ausreichend durchgearbeiteten Gewölbeentwurf aufzustellen“ behauptet nicht zu viel. Hervorzuheben ist, daß die Einarbeitung in Färber's Verfahren an Hand seiner Veröffentlichung in bester Weise durch innere und äußere Klarheit und Uebersichtlichkeit derselben erleichtert wird.

An die Aufstellung der Theorie schließt sich die Durchrechnung eines Beispiels, aus dem die Vorzüge der Methode so recht erkennbar sind und schließlich ein Kapitel über die Hilfsmittel der Ausführung, durch welche die nunmehr erreichbare Deckung zwischen dem in der Berechnung zugrunde gelegten statischen Zustand des Bauwerkes und seinem tatsächlichen baulichen Zustand herbeigeführt werden kann, das ist in erster Linie das Gewölbe-Expansionsverfahren, das eingehend beschrieben wird. Das ausführliche Inhaltsverzeichnis gibt folgende 7 Kapitel an: Aus Rasche Ermittlung der Formen und Normalkräfte von Gewölben, rasche Ermittlung der Biegemomente in eingespannten Gewölben nebst Pfeilern und Widerlagern, rasche Ermittlung der Abmessungen und Eiseneinlagen von Gewölbfugen, Anwendungsbeispiel, die Vorberechnung, der Spannungsnachweis, das Gewölbe-Expansionsverfahren.

Auf einen kleinen Lapsus an sich bedeutungsloser Art möchte ich nur deshalb aufmerksam machen, weil man ihm leider im Allgemeinen noch immer häufig begegnet: dem Baustoff von Gewölbe und Uebermauerung wird ein spezifisches Gewicht zugeschrieben, während das Raumgewicht gemeint ist.

Der vom Verfasser ausgesprochenen Hoffnung, daß seine Arbeit dem Gewölbebau das seinen großen Vorzügen entsprechende erweiterte Anwendungsgebiet erobern möge, kann — und damit sei der Arbeit ein Urteil gesprochen — die Verwirklichung vorausgesagt werden.

Dr.-Ing. H. Nitzsche.

**Die Getreidespeicher, ihre bautechnische und maschinentechnische Einrichtung usw.** Von Dr. J. F. Hoffmann, Professor am Institut für Gärungs-Gewerbe in Berlin. 8<sup>o</sup>, 814 S. und 732 Textabbildungen. Berlin 1916, Verlag von Paul Parey. Pr. geb. 48. M. —

Das umfassende, reich mit Abbildungen ausgestattete Werk (das übrigens nur einen, jedoch für sich selbständigen Band eines dreibändigen Buches „Das Getreidekorn“ desselben Verfassers bildet) wendet sich an alle, an dem Gegenstand beteiligte Industrie- und Gewerbebezweige. Trotz ihres erheblichen Umfangs kann die Arbeit daher die Einzelgebiete, die hier in Betracht kommen, nicht so erschöpfend behandeln, daß z. B. der Konstrukteur solcher Bauten oder ihrer maschinellen Einrichtungen fachliche Sonderwerke seines Gebietes entbehren könnte. Wohl aber geht das Werk soweit auf die Einzelgebiete ein, daß daraus Gesichtspunkte für die zweckmäßige Anlage von Getreidespeichern in wirtschaftlicher, baulicher, maschineller, betriebstechnischer Hinsicht bezüglich der besonders wichtigen Frage der möglichst vollständigen Erhaltung der Güte und des Wertes des eingelagerten Getreides abgeleitet werden können und sich die Abhängigkeit der einzelnen Forderungen von einander und ihr Einfluß auf die Wertbemessung des fertigen Baues erkennen läßt. Darin liegt der besondere Wert des Werkes, dessen Ver-

fasser eine reiche, praktische und wissenschaftliche Erfahrung in den Fragen der Getreidelagerung zur Seite steht.

Das Buch gliedert sich in zwei Hauptteile, die Speicherbauten und die Speichermaschinen nebst Zubehör, deren jeder etwa die Hälfte des Umfangs einnimmt. Im ersten Teil wird zunächst eine interessante geschichtliche Uebersicht über die Getreide-Aufspeicherung vom Altertum bis zur Neuzeit gegeben. In einem zweiten Abschnitt werden die gegenwärtigen Speichersysteme und zwar die allgemeinen Gesichtspunkte und der Bodenspeicher mit seinen Abarten im Besonderen behandelt. Es werden hier namentlich die Rücksichten besprochen, die maßgebend sind für die Wahl der Lagerungs- und Förderformen, die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit der Anlage und die besonderen Anforderungen, welche an die Speicher verschiedener Berufszweige zu stellen sind. Für die Lagerung größerer Massen gibt Verfasser dabei dem Silosystem in Bezug auf Ausnutzung der Bodenfläche und Ersparung an Landarbeit unbedingt den Vorzug, da die anfänglichen Bedenken und schlechten Erfahrungen bezüglich der Haltbarkeit des Getreides in ihren Schächten bei den heutigen vervollkommenen maschinellen und Belüftungs-Einrichtungen nicht mehr zutreffend sind. Dem Siegeszug des Silos hat übrigens die Vervollkommenung der Förderung, namentlich durch Einführung der Luftwerke (bei denen das Getreide durch einen Luftstrom bewegt wird), einigen Abbruch getan. Hinsichtlich der Baukosten ist der Bodenspeicher der billigste, der Rieselspeicher der teuerste, während der Silospeicher in der Mitte steht. In ganz rohen Zahlen, die natürlich nur einen allgemeinen Anhalt geben können, werden die Kosten des Baues und der maschinellen Einrichtung für Bodenspeicher auf 45 000, Silospeicher 75 000 und Rieselspeicher 100—120 000 M. für 1000 t Fassung (ohne Grund und Boden) angegeben. Ein dritter Abschnitt behandelt besonders eingehend den Silospeicher in seinen verschiedenen Ausführungsformen. Hier spricht sich Verfasser wieder besonders für den Eisenbetonsilo aus, dem das Eisen jedoch für bestimmte Zwecke, soweit durchaus trockenes Material in Frage kommt (z. B. Lagerung von Braumalz) in Zukunft wieder stärkeren Wettbewerb bereiten werde. Sehr eingehend wird die Form und Festigkeit der Silozellen und vor allem der Getreidedruck auf die Wandungen und Böden besprochen. Der Ingenieur findet hier eine vollständige Uebersicht über das bisher vorliegende Versuchsmaterial, gefunden an Modellen und ermittelt durch Messungen in den Schächten ausgeführter Silos.

Die Mitteilungen sind hier wesentlich eingehender als z. B. im „Handbuch für Eisenbeton“, 12. Bd., Silos usw. Es werden namentlich die Versuche von Janssen, Prante, Luft, Pleißner erörtert. Das von Janssen entwickelte Gesetz, das Verfasser „als gesicherten Besitz“ betrachtet, wenn auch noch einige Werte darin näherer Untersuchung bedürfen, wird in seiner Anwendung erleichtert durch beigegebene Tabellen, die Dr. Paul Schönherr berechnet hat. Nur flüchtig gestreift wird die konstruktive Durchbildung und Berechnung der Silozellen. In einem vierten Abschnitt werden die Verbundspeicher, d. h. solche mit verschiedenen Lagerungsformen und die Gruppenbauten behandelt. Allen Abschnitten sind gut ausgewählte, zahlreiche Beispiele ausgeführter Speichereinrichtungen beigegeben, die in ihren Hauptzügen kurz erläutert werden.

Der zweite Teil des Werkes liegt außerhalb unseres engeren Arbeitsgebietes, es sei daher hier nur erwähnt, daß die gesamten maschinellen Einrichtungen für die mechanische Förderung (darunter besonders eingehend das Gebläse und Luftwerk als ideale Einrichtung), zur Trennung und Schrotung, zur Wägung und schließlich zur Getreidetrocknung besprochen werden. Der letzte Abschnitt ist bei der Wichtigkeit des Gegenstandes eingehend und nach allgemeinen Gesichtspunkten behandelt.

Diese Angaben mögen genügen, um zu zeigen, daß es sich bei dem gut ausgestatteten Buch um ein grundlegendes, für den Praktiker bestimmtes Werk handelt, das auch für den planenden Bauingenieur wertvoll ist. Von anderen Autoren hat Verfasser nach eigener Angabe namentlich die Arbeiten von Baumgärtner, Buhle, Hanfstengel und Luft benutzt. —

**Krankheiten und Zerstörungen des Ziegelmauerwerkes.** Von Dr.-Ing. Ludwig Reese, Leipzig 1916, Verlag H. A. Ludw. Degner. Preis geh. 3,40 M. —

Das Werk behandelt in erschöpfender Weise (8<sup>o</sup>, 106 S. Text) gestützt auf Erfahrung, vorhandene Literatur und eigene Versuche, die Krankheits- und Zerstörungerscheinungen, die an Ziegelmauerwerk auftreten können, geht ihren Ursachen nach, führt Mittel zu deren Erkennung und Beseitigung an, und zwar zurückgehend bis auf die Her-

stellung der Ziegel aus den Rohstoffen und sich erstreckend auf die verschiedenen Verwendungsformen, als da sind Ziegelrohbau und Verblendung mit besseren Ziegeln, Glasuren, Werkstein, Putz. Die eingehende, übersichtliche Arbeit ist daher sowohl für den Erzeuger von Ziegeln, wie für den Lieferanten und den Verwender von Wert und gibt Auskunft über Fragen, die selbst in den am meisten beteiligten Kreisen vielfach noch umstritten sind. Behandelt werden sehr eingehend die so häufig auftretenden häßlich wirkenden Salzausblühungen und es werden in sachlicher Weise die Ursachen klargestellt, die sowohl in den Ziegeln selbst, wie in den Mörteln, wie in der Art der Verwendung des Mauerwerkes gesucht werden können, in fertigem Mauerwerk aber oft sehr schwer, wenn überhaupt nachzuweisen sind, während sich bei einer vorherigen Prüfung der Materialien, die sich für die Ziegel selbst in einfacher Weise durchführen läßt (Tränkungsverfahren) und daher bei größeren Lieferungen dringend empfohlen wird, leicht feststellen läßt, ob salzhaltiges Material vorliegt. Es werden auch Mittel angegeben, um den Salzgehalt der Rohstoffe bei der Fabrikation der Ziegel unschädlich zu machen. Untersucht wird ferner die Frage der Feuchtigkeit im Mauerwerk, die einerseits in der falschen Verwendung ungeeigneten Ziegelmateriale liegen kann, im Uebrigen aber vorwiegend durch entsprechende bauliche Maßnahmen des Architekten zu verhindern ist. Daran schließen sich Betrachtungen über Verwitterung, Frostwirkung. Verfasser tritt dabei der vielfach noch vertretenen Anschauung entgegen, als ob Porosität und Wasseraufnahmefähigkeit ein entscheidender Maßstab für die Wetterbeständigkeit seien. Eingehend wird auch die Frage der Haltbarkeit der Glasuren untersucht und auch den mechanischen Einflüssen auf die Oberfläche, wie z. B. durch sandhaltigen Wind, Geschiebe führendes Wasser, Kraft der Wellen, werden Betrachtungen gewidmet. Besprochen wird auch die zerstörende Wirkung von Organismen und die Einwirkung des Hausschwammes auf Ziegelmauerwerk, die zwar diesem selbst nichts schadet, aber, wenn sie unbeachtet bleibt, den durchgreifenden Erfolg von Gesundheitsmaßregeln für die Holzkonstruktion des betreffenden Baues beeinträchtigen kann. Ein kurzer Abschnitt wird der Zerstörung durch Feuer gewidmet, die bei der anerkannten hohen Feuerbeständigkeit von Ziegelmauerwerk aus nicht ganz minderwertigem Material unter gewöhnlichen Verwendungsverhältnissen nicht in Betracht kommt. Neu sind Untersuchungen, die Verfasser schließlich noch angestellt hat, über den Einfluß des elektrischen Stromes an Ziegelmauerwerk im Vergleich zu Beton und natürlichen Gesteinen. Sie zeigen, daß selbst durch den Lichtbogen nennenswerte Zerstörungen nicht zu befürchten sind. —

**Gußbeton.** Eine Studie über Gußbeton unter Berücksichtigung des Stampfbetons. Von Ing. P. Haves, 80, 43 S. mit 34 Textabbildungen. Berlin 1916. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 2,60 M. —

Während man bei uns das Verfahren des Stampfbetons zu hoher Vollkommenheit gebracht hat, ist man in Amerika schon seit Längerem zur Herstellung von Gußbeton übergegangen und zwar vorwiegend wegen der damit verbundenen Ersparnis an Menschenkraft, die in Amerika außerordentlich hoch im Preise steht. In Deutschland hat die Einführung des Gußbeton-Verfahrens, auch in seiner neuen vervollkommenen Form, bis in die neueste Zeit noch im Allgemeinen Widerstand gefunden, zu umfangreicheren Anwendungen haben sich bisher nur wenige Firmen entschlossen — so Gebr. Rank in München, vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1915, S. 185 ff. — es haben sich jedoch auch einige Ingenieure, so z. B. Prof. O. Franzius mit Nachdruck für die Anwendung des Guß-Verfahrens ausgesprochen, dem sie nicht nur aus wirtschaftlichen, sondern auch aus technischen Gründen den Vorzug vor dem Stampfverfahren geben, und es hat das bereits dazu geführt, daß in den neuen Deutschen Vorschriften für Bauwerke aus Beton vom Januar 1916 neben Vorschriften über Stampfbeton auch solche über Gußbeton aufgenommen worden sind. Die deutsche Literatur über den Gegenstand ist jedoch noch recht spärlich, die vorliegende Schrift, die eine gute Uebersicht gibt, dürfte daher Vielen willkommen sein. Sie zerfällt in 7 Abschnitte: Allgemeines, Stampfbeton oder Gußbeton, Laboratoriums-Versuche und Prüfungs-Ergebnisse, Einrichtungen für Gußbeton-Arbeiten, Bauweisen, Kosten, Schlußwort.

Zunächst wird das Wesen des „Stampfbetons“, „weichen“ oder „plastischen“ Betons und des „Gußbetons“, das in der Menge des Wasserzusatzes liegt, die dann wieder die Art der Verarbeitungsweise bedingt, kurz charakterisiert, dann werden die bisherigen deutschen Veröffentlichungen angezogen und es werden schließ-

lich die bezüglichen Bestimmungen über Gußbeton in den neuen Deutschen Beton-Vorschriften wörtlich aufgeführt. Die Frage „Stampfbeton oder Gußbeton“ entscheidet Verfasser entschieden im Sinne des letzteren wegen der gleichmäßigen Festigkeit und Dichtigkeit im ganzen Bauwerk (ohne die Gefahr der Schichtenbildung wie beim Stampfbeton), Arbeits- und Zeitersparnis und Ersparung von Putzflächen, da sich der flüssige Beton gleichmäßiger der Schalung anpaßt. In dem Abschnitt „Laboratoriums-Versuche und Prüfungsergebnisse“ weist Verfasser auf den Unterschied hin, der zwischen der Festigkeit von Betonkörpern aus Stampfbeton und der Bauwerksfestigkeit besteht und bestehen müsse — daß diese Unterschiede übrigens nicht so schwerwiegend zu sein brauchen, wie vielfach angenommen wird, beweisen die in Darmstadt ausgeführten Versuche des „Deutschen Ausschusses“, Heft 36 —, während bei Gußbeton bedenkliche Unterschiede nicht auftreten könnten. Die in den neuen Vorschriften für flüssigen Beton verlangten Festigkeiten ließen sich nach Versuchen unschwer praktisch erreichen.

Den Hauptabschnitt bilden die Ausführungen über die Einrichtungen für Gußbeton-Arbeiten, die bei Hochbauten aus dem Verteilungsturm, den Mischmaschinen und dem System der Verteilungsrinnen bestehen. Es werden Ausführungen einiger amerikanischer Sonderfirmen auf diesem Gebiet beschrieben, sowie Anordnungen von Gebr. Rank in München und daraus Winke für die zweckmäßige Ausbildung der erforderlichen Anlagen abgeleitet, die vor allem derart beschaffen sein müssen, daß einer Entmischung des Betons auf seinem Wege von der Mischstelle bis zur Verwendungsstelle mit Sicherheit vorgebeugt wird. Es wird ferner auf die besonderen Erfordernisse hingewiesen, die eine Mischmaschine für Gußbeton zu erfüllen hat — namentlich hinsichtlich der Dichtigkeit und bequemen Entleerung — und die bereits erprobte Drais-Mischmaschine empfohlen für diese Zwecke. Bezüglich der Kosten gibt Verfasser bei Ausführung einfacher, großer Bauten in Gußbeton gegenüber Stampfbeton eine Lohnersparnis von i. Allg. 50% an, bei schwierigen Bauten von 35—40%. Gebr. Rank haben diese Ersparnis bei verschiedenen größeren Bauten durchschnittl. zu 33 $\frac{1}{3}$ % gefunden. Bei sehr großen, massigen Bauten können diese Ersparnisse noch bedeutender werden.

Im Schlußwort werden die Vorzüge des Gußbetons noch einmal zusammengefaßt und es wird der weitesten Verbreitung desselben das Wort geredet. Gewünscht wird eine für deutsche Verhältnisse passende, dem amerikanischen Vorbild noch überlegene Ausbildung des Verfahrens.

Die Schrift kann bei ihrem knappen Umfang naturgemäß in die Materie nicht tiefer eingehen. Das macht sich namentlich auch in der Abwägung der Vorzüge und Nachteile des Stampfbetons und Gußbetons geltend, wobei der erstere, der bei zahlreichen, schwierigen und großen Kräften ausgesetzten Bauten sich doch durchaus bewährt hat, doch wohl nicht genügend gewürdigt wird. Als Uebersicht und Anregung für die Anwendung des Gußbetonverfahrens, dem auch bei uns zweifellos noch eine Zukunft beschieden ist, erfüllt die kleine Schrift aber ihren Zweck. —

**Graphische Tafel zur Prüfung von Massivdecken.** Von kgl. Reg.-Bmstr. Stybalkowski, Dezernent im stat. Büro des Berliner Poliz.-Präs. Druck von Bogdan Gisevius, Berlin. Pr. 1,80 M. —

Die Tafel dient zur raschen und bequemen Nachprüfung einfach bewehrter Eisenbeton- und Steineisendecken. Sie baut sich auf den amtlichen Formeln auf und man kann aus ihr ohne Berechnung einmal den Eisenquerschnitt und das andere Mal das zulässige Moment der im Hochbau am meisten angewendeten Deckenstärken von 8,5—20 cm für  $h-a$  ablesen. Die Tafel enthält Spannungs-kurven für die Beton- oder Steinfestigkeit von 20 bis 36 kg/qcm, aufgetragen für Eisenspannungen von 800 bis 1200 kg/qcm. Die Werte  $\sigma_b$ ,  $\sigma_e$ ,  $h-a$ ,  $M$ ,  $f_e$  und  $x$  stehen in gegenseitiger Abhängigkeit. Nimmt man also die 3 ersten als gegeben an und prüft  $M$  und  $f_e$  nach der Tafel nach, so kann auch  $x$  als richtig berechnet gelten. Die Tafel bildet also eine große Erleichterung für den nachprüfenden Beamten und ist daher dem Vernehmen nach bei der preuß. Allg. Bauverwaltung, in Baden und anderen Bundesstaaten und auch in einer Reihe städt. Bauämter eingeführt. Die sehr handliche und klar dargestellte Tafel wird aufgezogen geliefert. —

Fr. E.

Inhalt: Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau. (Schluß.) — Versuche beim Bau des Langwieser Talüberganges und deren Ergebnisse. — Geplante Kaibauten im Gothenburger Hafen. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

No 21.

XIII. Jahrgang 1916.

### Das Krematorium zu Freiburg im Breisgau.

Architekt: Mathias Stamnitz, Stadtarchitekt zu Freiburg; Ausführung: Brenzinger & Cie. in Freiburg.  
Hierzu eine Bildbeilage und die Abbildungen auf Seite 164.



Wie bekannt, hat die Verwendung von Beton in Verbindung mit Vorsatzbeton im Hochbau immer weitere Verbreitung gefunden. Ein auch in baukünstlerischer Beziehung bemerkenswertes Beispiel liefert das im März 1914 seiner Bestimmung übergebene Krematorium auf dem Friedhof in Freiburg i.Br. Der stimmungsvolle Bau wurde nach dem Entwurf des Hrn. Stadtarchitekten Mathias Stamnitz ausgeführt und ist von den Grundmauern bis zum Dachfirst in Stampfbeton bzw. Eisenbeton ohne Verwendung anderer Baustoffe von der Firma Brenzinger & Cie. in Freiburg erstellt worden.

Das Gebäude, dessen Gesamtanordnung aus den



Abbildung 7. Blick in den Versammlungsraum. Architekt: Mathias Stamnitz, Stadtarchitekt zu Freiburg.

Grundrissen und Schnitten Abbildung 1—5 hervor-  
geht, besteht in der Hauptsache aus einem Versamm-  
lungsraum von 140 qm Grundfläche, in dem etwa 200  
Personen Platz finden. Eine breite Freitreppe führt

Das Krematorium zu  
Freiburg im Breisgau.  
Arch.: Mathias Stam-  
nitz, Stadtarch. in Frei-  
burg.

Ausführung:  
Brenzinger & Cie. in  
Freiburg.

Abbildung 1. (links)  
Lageplan und Grundriß  
in Höhe des Hallenfuß-  
bodens. (Maßstab 1:333)

Abbildung 4 u. 5 (Mitte)  
Längsschnitt und Quer-  
schnitt am Kopfende.  
(Maßstab rd. 1:230)

Erklärung.  
V = Verbrennungsraum,  
A = Abgase,  
S = Schornstein,  
SZ = Saugzuganlage.

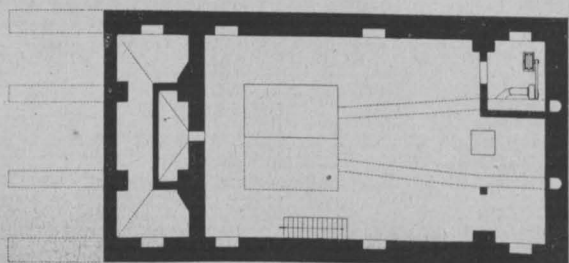
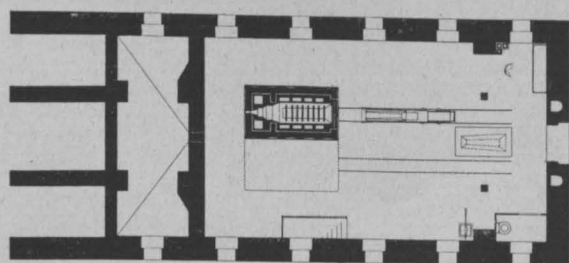
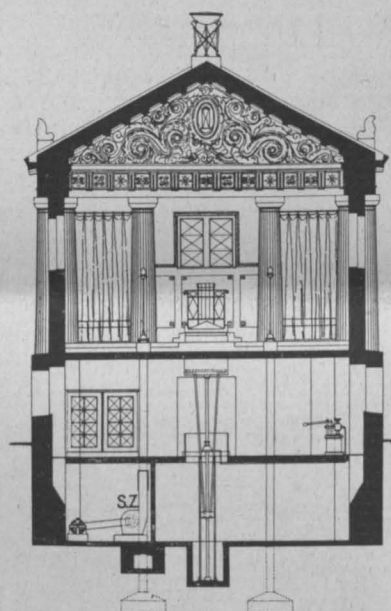
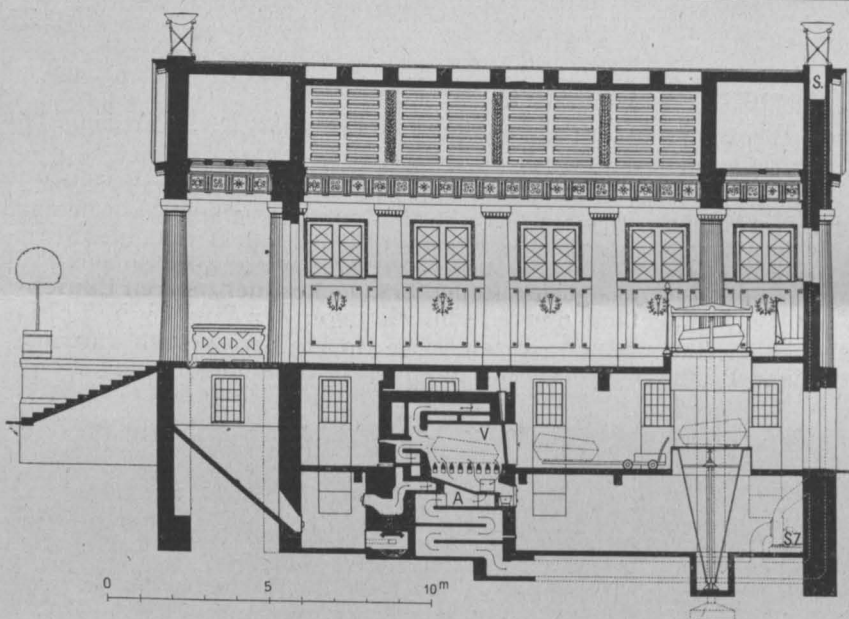
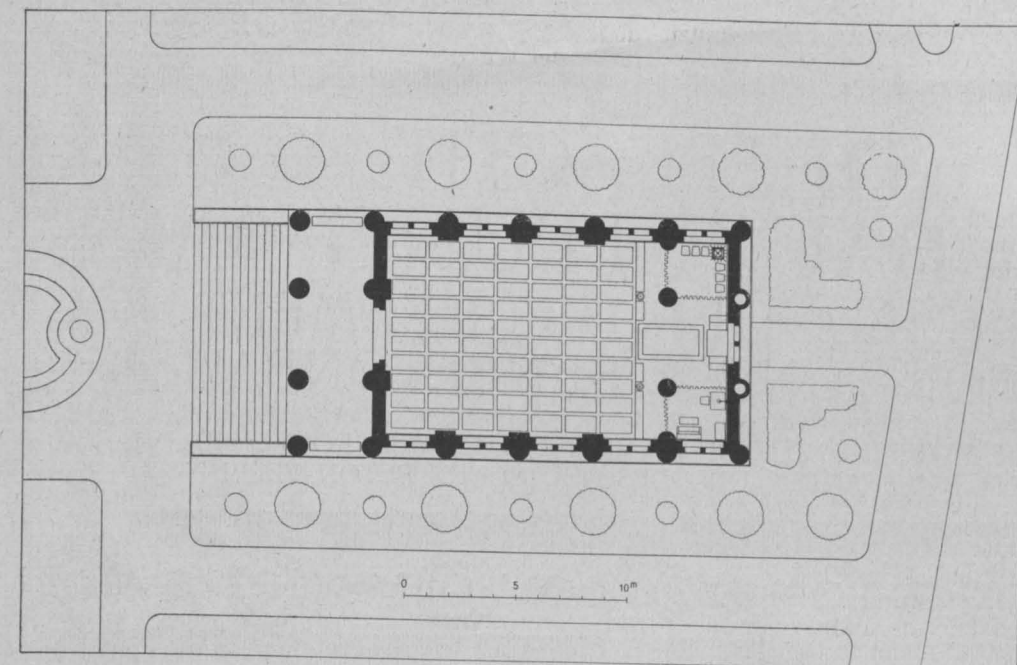


Abbildung 2 (oben). Grundriß des ersten Kellers.  
Abbildung 3 (unten). Grundriß des zweiten Kellers.  
(Maßstab 1:333)

zu ihm empor und eine 35 qm große, offene von Säulen getragene Vorhalle vermittelt den Zugang. Eine zweite Säulenstellung im Inneren, am gegenüber liegenden Kopfende der Halle umrahmt die Aufbahrungsstelle über der Versenkeinrichtung und gibt Gelegenheit, durch Vorhänge zwei kleine Nebenräume für den Geistlichen einerseits und die leidtragenden Angehörigen anderseits abzutrennen.

Das Gebäude zeigt zwei Untergeschosse, von denen das obere nur wenig in die Erde eingesenkt und daher von der Nordseite aus zu ebener Erde zugänglich ist. Es enthält den Verbrennungssofen und den Einführungswagen von der Versenkeinrichtung her; außerdem ist hier eine Abortanlage untergebracht. Im zweiten ganz eingesenkten Untergeschoß liegt die Heizvorrichtung für den Ofen, der Fuchs für denselben mit elektrisch betriebenen Ventilator für die Erzeugung künstlichen Zuges und der Unterbau für die Versenkungseinrichtung. Die Saugzuganlage ermöglicht es, ohne den sonst üblichen, häßlichen, hohen sichtbaren Schornstein auszukommen und die Abzugsgase in der nördlichen Umfassungswand (vergl. den Längsschnitt Abbildung 4) unbemerkt über Dach zu führen und zwar durch die Säulenschäfte der Fassaden-Architektur.



Die Fundamente sind bis Sockeloberkante in einem Stampfbeton 1:12 ausgeführt. Der Vorsatzbeton ist in der üblichen Weise gleich mit dem Hochbetonieren vorgetragen und nicht nachträglich angeputzt. Das gilt auch für den ganzen übrigen Bau. Die Säulen, welche die gesamte Dachlast tragen, mußten schon aus architektonischen Gründen ziemlich kräftige Abmessungen erhalten und konnten daher, ebenso wie die leichten unbelasteten Zwischenwände, ohne Eiseneinlagen hergestellt werden. In Eisenbeton sind nur die Zwischendecken (Hohlsteindecken), die Schornsteinsäule und die Dachkonstruktion ausgeführt. Das Mischungsverhältnis für die hochgehenden Wände war 1:10, für den Eisenbeton 1:5.

Die Eisenbetonkonstruktion des Daches, dessen kassettierte Unterfläche zugleich die Decke des Versammlungsraumes bildet, geht aus Abbildung 6, Seite 164 hervor. Das freitragende Dach hat v. M. z. M. Außenwände etwa 9 m Stützweite und seine Binder liegen in 1,65 m Entfernung. Sie mußten als Rippen über die Dachfläche gelegt werden, ihre Bewehrung geht aus der Zeichnung klar hervor. Die Kassetten wurden über Gipskernen (je ein Kern für jede Kasette), die auf der entsprechend vorbereiteten Holzschalung verlegt wurden, geformt.

Besondere Vorkehrungen wurden zur Sicherung der Beton- und Eisenbeton-Konstruktion gegen die Einwirkung der hochgradig erhitzten Heizgase, namentlich zur Unschädlichmachung der großen Temperatur-Unterschiede zwischen den letzteren und der kalten Außenluft im Winter, erforderlich. Diese besonderen Vorkehrungen bestehen in einer Chamotte-Ausmauerung mit 12 cm starken Steinen im Heizkanal und dem unteren Teil der Schornsteinsäule bis etwa zur Höhe des Hallenfußbodens. Von hier an ist der Schornstein mit Ton-Formstücken ausgekleidet, die auf weitere 6 m Höhe noch nach außen und zum Halleninneren hin, eine Umhüllung mit Kieselgurmasse zeigen. Da zu befürchten stand, daß trotz der Auskleidung mit Chamotte infolge der hohen Temperatur der Abzugsgase Risse zwischen Schornstein und Wand entstehen könnten, sind beiderseits Ausdehnungsfugen vorgesehen.

Das Äußere des Baues, das aus der Bildbeilage hervorgeht, ist in klassischen Formen ruhig und

würdig gehalten. Sämtliche Sichtflächen sind in gelbem Muschelkalktuff-Vorsatzbeton verkleidet und steinhauermäßig bearbeitet. Auch im Inneren, von dem Abb. 7, S. 161, eine Vorstellung gibt, sind die Pilaster der Wände sowie die Kassettendecke in gleicher Weise behandelt. Dazu tritt dann noch die Wirkung der Farbe.

Der Fußboden in der Halle besteht aus einem fugenlosen Doloment-Belag mit Felder-Einteilung.

Bemerkenswert und neuartig ist die ornamentale, farbige Ausgestaltung des Giebelfeldes und der Kassettendecke in der Vorhalle über dem Eingang, in wetterbeständigem Fresko-Schmelzstein-Verfahren ausgeführt von der Freskoschmelz & Mosaikwerke G. m. b. H. Offenburg i. Baden. Ueber dieses Verfahren werden folgende Angaben gemacht: Aus Flußsand, Granit, Porphyrt und einem geringen Zusatz leichter schmelzbarer Stoffe werden durch ein besonderes Verfahren harte Platten gepreßt und mit Farben, deren Schmelzpunkt demjenigen der Platten angepaßt ist, geschmückt. Das solcher Weise vorbereitete Material wird alsdann einer hohen Temperatur ausgesetzt, die derart gesteigert wird, daß der Flußsand und die harten Gesteine mit den leichter schmelzenden Bestandteilen zu einer zusammenhängenden Masse versintern. Auf diese Weise wird eine körnige, etwas poröse und sehr harte Masse erzielt, die allen Witterungseinflüssen, Frost wie Hitze, auch den Einwirkungen säurehaltiger Luft, dauernd standhält. Da auch die Farben von dem ersten Feuer aufgetragen werden, so können sich diese beim Brande vollständig in die Unterlage hineinschmelzen. Sie werden dabei von der schmelzenden Unterlage aufgesaugt, sodaß sie tief eindringen, wodurch ein späteres Absplittern der oberen Schicht, wie es bei anderen keramischen Erzeugnissen, die dem Wetter ausgesetzt sind, sehr oft vorkommt, vollständig ausgeschlossen ist.

Die Kosten der Gesamt-Anlage betragen einschl. des gärtnerischen Schmuckes, der inneren Einrichtung und einschl. der von der Firma I. A. Topf-Söhne in Erfurt gelieferten Ofen-Anlage und Auskleidung des Heizkanales usw. 95 000 M. Davon entfallen auf die Baukosten der Beton und Eisenbeton-Arbeiten rd. 60 000 M. —

## Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbeton-Brücken.

**D**urch die bekannten, auch in unseren „Mitteilungen“ mehrfach angezogenen Veröffentlichungen in der „Zeitschrift für Bauwesen“ und dem „Zentralblatt der Bauverwaltung“ vom Reg.- u. Brt. Perkunn über diese Frage und die daran geknüpften Betrachtungen des

Geh. Ob.-Brts. Labes ist in weite Kreise eine starke Beunruhigung getragen und namentlich sind in Laienkreisen, wie z. B. aus Äußerungen in der Württembergischen 2. Kammer hervorgeht, daraus ganz verallgemeinerte Folgerungen gezogen worden, die einer weiteren Verwendung des Eisenbetons zu der Witterung ausgesetzten Bauten schwerste Hindernisse bereiten können, und das in einem Lande, das sich die Pflege des Eisenbetonbaues, wie die kühnen Ausführungen bei den Erweiterungsbauten des Stuttgarter Hauptbahnhofes zeigen, bisher ganz besonders hat angelegen sein lassen.

Es ist selbstverständlich, daß der „Deutsche Beton-Verein“ als die berufene Vertretung der deutschen Beton-Industrie zu dieser Angelegenheit Stellung genommen und eine eingehende Umfrage bei seinen Mitgliedern eingeleitet hat, deren rasche Durchführung leider durch die Kriegsverhältnisse außerordentlich erschwert wird. Namentlich wird eine Ergänzung der Perkunn'schen Untersuchungen gefordert, deren Tatsachen-Material selbstverständlich in keiner Weise angezweifelt wird, die aber doch nach verschiedenen Richtungen hin einer Ergänzung bedürfen, ehe aus ihnen weitere und verallgemeinerte Schlußfolgerungen gezogen werden dürfen. In welcher Richtung aber sich diese Untersuchungen etwa zu bewegen haben, geht am besten aus einem Bericht hervor, den Hr. Reg.-Bmstr. a. D. Schluckebier vor einigen Monaten im Vorstand des „Deutschen Beton-Vereins“ erstattet hat und den wir, da er allgemeineres Interesse bietet, nachstehend im Wortlaut abdrucken:

„Hr. Reg.- u. Baurat Perkunn hat in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1916, S. 97 ff. Untersuchungen an 15 Eisenbetonbrücken in den Bezirken der Kgl. Eisenbahndir. Breslau und Kattowitz veröffentlicht. Die Auswahl der Bauwerke ist nach seinen Angaben so erfolgt, daß es möglich sein sollte, den Einfluß möglichst vieler verschiedenartiger Verhältnisse zu verfolgen. Es sind daher vertreten

1. nach der Betriebsart: Brücken unter den Hauptgleisen von Hauptbahnen, desgl. unter Privatanschlußgleisen von Normal- und Schmalspur, Straßenbrücken über Bahngleisen für schwere und leichte Straßenlasten;
2. nach der Bauform: Platten und Plattenbalken, Rahmenbrücken (besonders zahlreiche), Gewölbte Brücken (Dreigelenkbogen);
3. nach den Größenabmessungen: Spannweiten von 4—10 m;
4. nach dem Alter: Bauwerke von 2—12 Jahren Gebrauchsalter;
5. nach der Luftbeschaffenheit des Standortes: Bauwerke in geschützter Lage mit reiner Luft bis zu solchen mit sehr schlechter Luft in den Zinkhüttenbezirken.

Der 1. Abschnitt des Aufsatzes gibt eine kurze Beschreibung der Bauwerke, die sich auf allgemeine Angaben über Lage und Benutzungsart und Gründung der Brücken beschränkt.

Im 2. Abschnitt ist sodann in sehr ausführlicher Weise die eigentliche Untersuchung der Bauwerke dargestellt. Man hat in den Jahren 1913 und 1914 die Untersuchung einfach in der Weise angestellt, daß die wichtigeren Flächen des Tragwerkes nach Reinigung mit Bürsten mit unbewaffnetem Auge besichtigt und die entdeckten Risse in Zeichnungen eingetragen wurden. Die Zeichnungen werden im Atlas der „Z. f. B.“ zum Teil wiedergegeben. Da man im Jahre 1914 eine Verschlimmerung der Riß-

Stützweite des freitragenden Daches  
rd. 9 m.  
Binderentfernung 1,65 m.  
Konstruktionshöhe des Daches einschl.  
Kassetten 0,65 m.  
(Vergl. dazu die allg. Anordnung der  
Halle S. 162.)

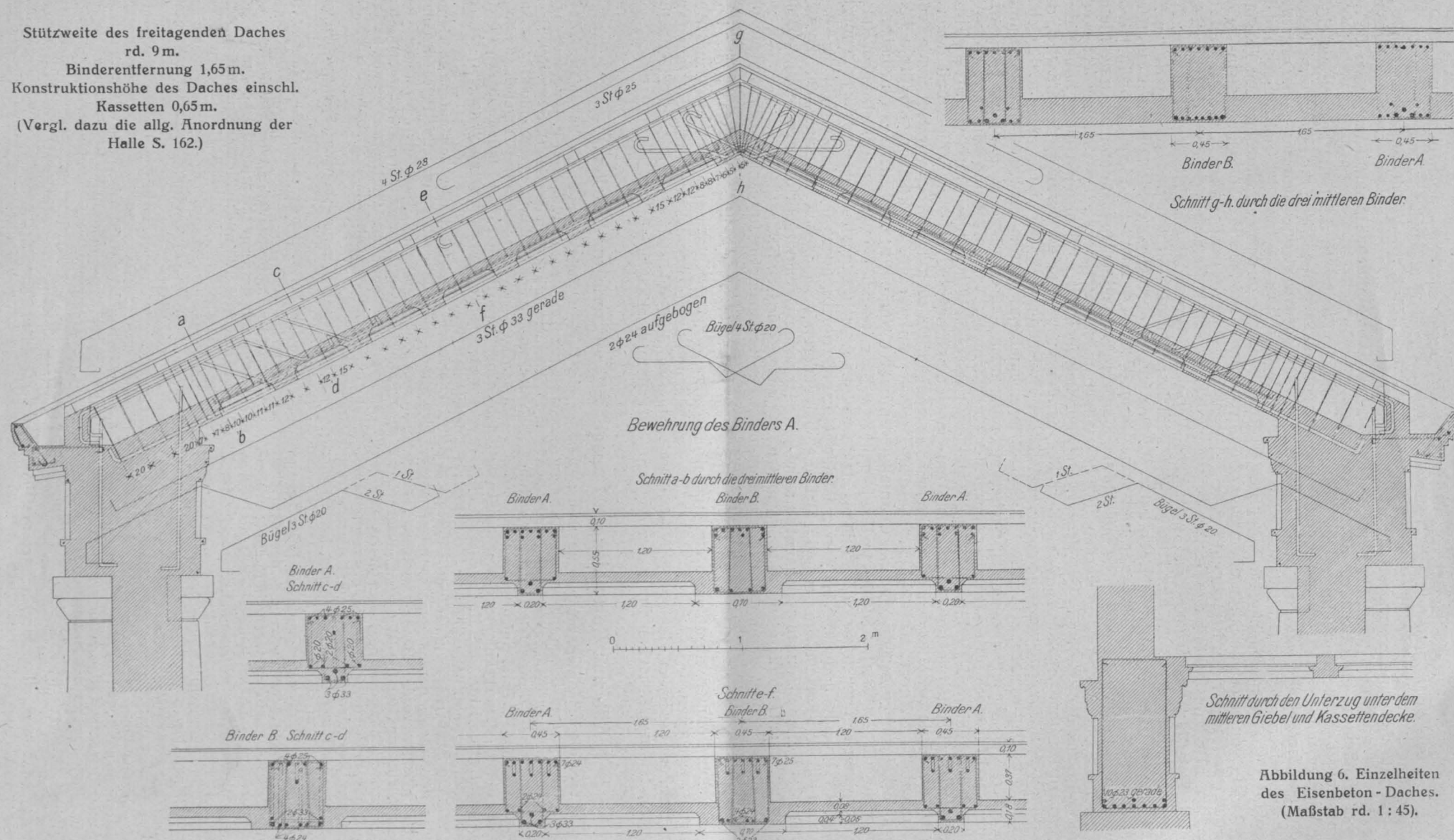


Abbildung 6. Einzelheiten  
des Eisenbeton-Daches.  
(Maßstab rd. 1:45).

Das Krematorium zu Freiburg im Breisgau. Architekt: Stadtarchitekt Mathias Stammitz. Ausführung: Unternehmung für Beton- und Eisenbetonbau Brenzinger & Cie. in Freiburg i. Br.





REMATORIUM ZU FREIBURG IM BREISGAU. \* ARCHIT-  
 TEKT: MATHIAS STAMNITZ, STADTARCHITEKT  
 ZU FREIBURG. \* AUSFUEHRUNG IN BETON- UND  
 EISENBETON: BRENZINGER & CIE. IN FREIBURG. \*  
 DEUTSCHE BAUZEITUNG  
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND  
 EISENBETONBAU  
 XIII. JAHRGANG 1916 \* NO. 21.

Erscheinungen gegen das vorhergehende Jahr festzustellen glaubte, hat man im Jahre 1915 das Untersuchungsverfahren wesentlich verschärft. Man hat die zu untersuchenden Flächen mit dem Sandstrahlgebläse gründlich gereinigt, nachdem zuvor bei den verputzten Bauwerken der Putz abgeschlagen war, dann die Risse mit der Lupe aufgesucht, ihre Stärke festgestellt, ihre Lage und Länge entweder genau eingemessen oder bei verwickelten Rißbildern an Ort und Stelle in natürlichem Maßstabe abgepaust und sie dadurch festgelegt. Schließlich hat man an zahlreichen Stellen, von den Rissen ausgehend, den Beton angeschlagen, um zu sehen, wie weit sich die Risse in das Innere des Betons fortsetzen, und um insbesondere auch festzustellen, wie sich die Eiseneinlagen an den betr. Stellen verhalten. Dabei sind die beobachteten Rostgrade genau festgelegt worden. Von dem Umfang dieser mühsamen Untersuchungsarbeit bekommt man eine Vorstellung, wenn man liest, daß an den 15 Brücken insgesamt 1991 Rißstärken gemessen worden sind, daß an 584 Stellen der Beton abgestemmt worden ist und daß man dabei an 268 Stellen das Eisen getroffen und auf seine Rostbildung untersucht hat.

Das Ergebnis der Untersuchungen ist in den Rißbildern des Atlasses und den Zahlentafeln des Textes niedergelegt. Die Aufstellung der Zahlentafeln beruht darauf, daß die Bauwerke je nach den für sie obwaltenden Luftverhältnissen 5 verschiedenen „Luftklassen“ zugewiesen werden und daß die ermittelten Rostgrade ebenfalls nach einer Anzahl von Klassen (anschließend an Arbeiten von Gary und Scheidt in den Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“) abgestuft werden. Auf diese Weise gelangen alle wesentlichen Merkmale — Alter, Rißstärke, Deckungstiefe, Luftbeschaffenheit, Rostgrad — zahlenmäßig zum Ausdruck, und es können durch Bildung der Durchschnittswerte am Schluß der Zahlentafeln gewissermaßen Gesamtzensuren für das Verhalten der einzelnen Bauwerke gewonnen werden.

Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Zahlentafeln folgert Hr. Reg.- u. Brt. Perkuhn, daß der Rostgrad der Eiseneinlagen wächst mit zunehmendem Alter der Bauwerke, mit zunehmender Rißstärke, mit abnehmender Entfernung der Eiseneinlage von der Außenfläche und mit der höheren Luftklasse.

Im letzten Abschnitt des Aufsatzes werden die statischen Verhältnisse der untersuchten Bauwerke beleuchtet, soweit die Grundlagen dazu noch vorhanden waren. Es werden die maßgebenden rechnerischen Spannungen angegeben für diejenigen Belastungsannahmen, welche ursprünglich von den genehmigenden Behörden vorgeschrieben waren, ferner für die tatsächlichen Betriebslasten, u. zw. diese unter Berücksichtigung von Erschütterungszuschlägen von verschiedener Höhe. Das Ergebnis ist, daß die Betonzugspannung  $\sigma_{bz}$  bei den 15 Bauwerken in sehr weitem Maße, von 5 bis etwa 30 kg/qcm, schwankt. Da der Rißzustand bei allen Bauwerken ziemlich gleich ungünstig ist, so wird daraus gefolgert, daß die Rißbildung nicht in erster Linie von der Betonzugspannung abhängig ist, also ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen der Betonzugspannung und der Rißbildung, wie sie hier beobachtet ist, fehlt.

Diese Schlußfolgerung hat Hr. Reg.- u. Brt. Perkuhn veranlaßt, in einem zweiten, im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1916, No. 12 und 13 veröffentlichten Aufsatz den Versuch zu machen, die festgestellte Rißbildung auf Schwinderscheinungen im Eisenbeton zurückzuführen.

Es ist vorauszusehen, daß die Veröffentlichungen des Hr. Reg.- u. Brts. Perkuhn in der Fachpresse eine ausgedehnte Erörterung hervorrufen werden, denn die Ergebnisse der Bauwerks-Untersuchungen entsprechen keineswegs den Erwartungen, die man bisher in weiten Kreisen an die Bewährung von Eisenbetonbauten geknüpft hat. Prof. Mörsch spricht in seinem bekannten Aufsatz über die Betonzugspannungen (Zentralbl. d. B. 1914, S. 204) aus, daß auf Veranlassung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ in Bayern, Württemberg und Sachsen zahlreiche Eisenbetonbrücken über und unter der Bahn untersucht worden sind, ohne daß Mängel festgestellt sind, und daß eine Rundfrage des „Deutschen Beton-Vereins“ im gleichen Sinne ausgefallen ist. Angesichts dieses Widerspruches ist es dringend nötig, die Ursachen für die schlechten Erfahrungen in den Direktionsbezirken Breslau und Kattowitz zu ermitteln. Aufgabe des „Deutschen Beton-Vereins“ wird es sein, die in ihm vertretenen Erfahrungen und wissenschaftlichen Kräfte mit in den Dienst dieser Aufgabe zu stellen und in besonnener und vorurteilsloser Weise an der gründlichen Aufhellung jener Erscheinungen mitzuarbeiten.

Es ist nicht zu verkennen, daß die Veröffentlichung des Hr. Reg.- u. Brts. Perkuhn eine Reihe von Punkten offen gelassen hat, welche von Wichtigkeit sind. So fragt es sich, ob nicht in die Reihe der untersuchten Bauwerke nur solche aufgenommen sind, bei denen das Vorhandensein von Rissen von vornherein bekannt war. Es wird zwar ausgesprochen, daß insbesondere die Hüttenhochbahnen noch zahlreiche andere schadhafte Bauteile aufweisen, welche nicht untersucht worden sind, trotzdem aber ist wohl anzunehmen, daß es auch in den Bezirken Breslau und Kattowitz manche Brücken gibt, welche sich gut bewährt haben. Der Vergleich beider Klassen würde wahrscheinlich wertvolle Anhaltspunkte zur Aufklärung des verschiedenen Verhaltens liefern können.

Ferner bedarf es für die untersuchten Bauwerke einer möglichst umfassenden und lückenlosen Baugeschichte. Diese hätte zu umfassen:

1. Ausführende Unternehmerfirma (Kennzeichnung durch Bezifferung oder dergl. genügt);
2. Art und Gliederung der Bauaufsicht;
3. Bauvorlagen. Etwaige Abweichungen davon bzw. Entwurfsänderungen während der Bauzeit;
4. Ergebnisse etwaiger Baugrund-Untersuchungen;
5. Dauer der Ausführung, Jahreszeit und Witterung;
6. Herkunft und Beschaffenheit der Baustoffe: Zement, Zuschläge, Wasser, Eisen (dieses auch insbesondere bezgl. des etwaigen Anrostungsgrades bei der Verarbeitung);
7. Zusammensetzung des Betons: außer dem Zementgehalt insbesondere Kornverhältnis der Zuschläge und Wasserzusatz. Ergebnis etwaiger Betonprüfungen während der Bauzeit;
8. Betonierungsverfahren, Abschnitte und Unterbrechungen;
9. Art und Stützung der Schalungen. Ausschaltungsfristen;
10. Angaben über etwaige stärkere Erschütterungen, denen die Bauwerke in frischem Zustande ausgesetzt gewesen sind;
11. Zeitpunkt und Ergebnis etwaiger Probebelastungen;
12. Zeitpunkt der ersten Nutzbelastung.

Es ist fraglich, ob alle diese Angaben nach teilweise so langer Zeit noch vollständig zu sammeln sind. Hr. Reg.- u. Brt. Perkuhn hat auf Anfrage des „Deutschen Beton-Vereins“ schon einzelne einschlägige Antworten gegeben, für anderes fehlte ihm der Stoff. Vermutlich würde sich aber bei weiterem Nachforschen die Baugeschichte in der oben kurz umrissenen Form doch noch einigermaßen zusammentragen lassen.

Wie wichtig das ist, liegt auf der Hand. Es ist sehr wohl möglich, daß bauliche Durchbildung und Herstellungs-Verfahren dieser Bauwerke, deren Ausführungszeit teilweise ein Jahrzehnt zurückliegt, in vielen Punkten nicht mehr den heute maßgebenden Grundsätzen entsprechen, wie sie in den neuen Eisenbeton-Vorschriften ihren Niederschlag gefunden haben. Es ist ferner möglich, daß die festgestellten Rißerscheinungen nicht sowohl auf bisher unerforschte oder nicht genügend beachtete Eigenschaften des Eisenbetons, als vielmehr auf die besonderen Verhältnisse zurückzuführen sind, welche gerade bei diesen Brücken obgewaltet haben. In dieser Hinsicht kommt der Tragfähigkeit des Baugrundes und der Stützung der Tragwerke ganz besondere Bedeutung zu. Nicht umsonst zeigen diejenigen Bauwerke das ungünstigste Verhalten, wo die Lage im Bergbruchgebiet mit vielfach statisch unbestimmter Stützung des Tragwerkes zusammentrifft. In der Veröffentlichung werden zwar — mit Ausnahme von Bauwerk No. 13 — Stützensenkungen in Abrede gestellt, und bei einigen Bauwerken wird geltend gemacht, daß benachbarte Abbaustellen infolge ihres Alters und des erfolgten Versatzes nicht nachteilig hätten einwirken können. Bedenkt man aber, daß nach Mitteilung von Hr. Franz Schlüter in Dortmund bei Handversatz nur eine Füllung der Hohlräume von 30 - 35%, bei bestem Spülversatz eine solche von 70 - 75% erreichbar ist, daß wegen der viel größeren Mächtigkeit der oberschlesischen Kohlenflöze die Bruchwirkung erheblich stärker hervortritt als z. B. in Westfalen und länger nachwirkt, während andererseits hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke sehr empfindlich gegen jede Stützensenkung sind, so wird man dem Herrn Verfasser hierin nicht ohne weiteres beipflichten können, sondern wünschen müssen, daß diesem Punkt besondere Aufmerksamkeit geschenkt und noch nachträglich durch längere Zeit fortgesetzte genaue Messungen Klarheit über etwaige Stützensenkungen geschaffen wird. Es genügt keinesfalls etwa die Feststellung, daß sich benachbarte Hochbauten einwandfrei verhalten haben. Denn geringe Bodensenkungen, welche am Mauerwerk oder Eisenfach-



werk von Gebäuden keine leicht sichtbaren Schäden hervorrufen, können für Tragwerke, wie sie bei diesen Brücken angewendet sind, schon verhängnisvoll wirken. Auch dem Einfluß von etwaigen Erschütterungen, hervorgerufen durch benachbarte Walzwerkmaschinen und dergleichen während der Erhärtungs- und Benutzungszeit der Bauwerke wird man genau nachzugehen haben.

Es ist sehr wohl denkbar, daß durch genaue Feststellungen nach diesen Richtungen hin gerade viele der bedenklichsten Risse an den Rahmenbrücken in zureichender Weise erklärt werden können. Weitere nützliche Anhaltspunkte wird die eingehende statische Durcharbeitung der Tragwerke, die Gegenüberstellung von Angriffs- und Widerstandsmomenten, die genaue Erörterung der Bewehrungspläne in Bezug auf Stoßdeckung, Aufteilung des Eisenquerschnittes, Deckungstiefen usw. liefern.

Damit müssen Ermittlungen über die Dichtigkeit, Sprödigkeit und Rostschuttfähigkeit des Betons in den Bauwerken Hand in Hand gehen, teils durch Beibringung der nötigen Angaben über Zementmenge, Kornverhältnis der Zuschläge, Wasserzusatz und Verarbeitungsverfahren, teils durch den Augenschein an abgeschlagenen Betonstücken. Für die Wichtigkeit dieser Gruppe von Feststellungen spricht Folgendes: Die auf den Bildtafeln dargestellten Rißbilder zeichnen sich teilweise durch eine ungewöhnlich starke Netzbildung und Verästelung aus, gebildet durch die Kreuzung und Durchdringung zahlreicher wagrechter und senkrechter, z. T. auch schräger Risse und Rißchen. Demgegenüber weisen z. B. die vielen in den Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ enthaltenen Rißbilder von zum Bruch gebrachten Balken in der Hauptsache nur Scharen von senkrechten oder schrägen Rissen und nur vereinzelt wagrechte Risse auf. Das läßt vermuten, daß es sich bei diesen Netzbildungen nicht um reine statische Risse handelt, sondern daß dabei andere physikalische Ursachen wirksam gewesen sind. Da sich nun, wie die folgende Zusammenstellung zeigt, die Netzbildung auf den den Witterungseinflüssen schutzlos ausgesetzten Flächen viel ausgeprägter zeigt als auf den geschützt liegenden, so wird man der Dichtigkeit des Betons in den Bauwerken besonderes Augenmerk zuwenden müssen.

	Atlas-Blatt	Bauwerk No.	Fläche No.
Starke Netzbildung:	14/15	3	4
Außenflächen der Balken, die dem Schlagregen und der Sonnenbestrahlung ausgesetzt sind.	"	4	4
	18/19	5	1
	"	6	1
Geringere oder fehlende Netzbildung:	16/17	11	4 und 12 geschützt d. Betonplatte
Außenflächen, die durch vorkragende Bauteile vor dem unmittelbaren Angriff der Witterungsverhältnisse geschützt sind.	"	7	1 geschützt durch den
	"	8	1 vorstehenden
	"	9	1 Fahrbahnbelag.
	"	10	1
	12/13	2 Ueberbau 2	4 geschützt durch Betonplatte.
Geringere oder fehlende Netzbildung:	12 13	12	6, 10, 16
Innenflächen der Träger.	16/17	11	6, 10
	18/19	6	3, 7

Ueberraschend ist das Verhalten der plattenförmigen Tragwerke. Die beiden Bahnsteigtunnel-Platten unter Hauptgleisen (Bauwerk 1 und 2, Blatt 12/13 des Atlas) zeigen eine vollständige Marmorierung mit Rissen. Bei diesen Bauwerken wird im Text der Veröffentlichung die Vermutung ausgesprochen, die Risse seien auf unsachgemäße Herstellung des Putzes zurückzuführen. Das kann aber deshalb nicht zutreffen, weil die Risse nicht nur im Putz vorhanden gewesen sind, den man bei der Untersuchung abgeschlagen hat, sondern sich bis auf die Eiseneinlagen fortgesetzt und diese zum rosten gebracht haben. — Ein ähnliches Bild — große Zahl stark verästelter Risse — findet sich bei der Wegüberführung Bauwerk 14 (Blatt 20), einer sogenannten Könen'schen Voutenplatte.

Die Rißbildung bei diesen plattenförmigen Tragwerken läßt sich vielleicht folgendermaßen erklären: die Platten besitzen alle quer zu den Auflagermauern kräftige, balkenartige Ränder oder Aufkantungungen. Es ist denkbar, daß diese Ränder zunächst, bis zu einer gewissen Steigerung der Last, als Tragbalken gewirkt haben, sodaß in diesem Belastungsabschnitt der Fall eines vierseitig gelagerten Rechteckes vorlag. Für die Kraftübertragung auf die Randbalken fehlten aber der Platte die Eiseneinlagen, sodaß parallel zu den Haupttrageisen Risse entstanden. Bei weiterer Steigerung der Last versagten dann die Randbalken — bei Bauwerk 1, Blatt 12/13, ist rechts ein ausgesprochener Trennriß zwischen Platte und Aufkantung entstanden, — bei Bauwerk 14, Blatt 20 ist die Aufkantung leider nicht dargestellt. Nunmehr erfolgte die Kraftübertragung in der planmäßigen Weise unmittelbar auf die Auflagermauern, und es entstanden nun auch Risse quer zu den Haupteisen, weil das Gefüge der Platte im 1. Belastungsabschnitt schon gelockert war.

Das Bauwerk Nr. 15 weist neben Rissen in den Platten und Balken der Fahrbahn auch solche in den Stützen und im Gewölberücken parallel zu den Eisen auf. Die Betonquerschnitte in dem Tragwerk über dem Gewölbe sind ungewöhnlich stark bemessen, und man scheint hier des Guten etwas zuviel getan zu haben. Die sehr steifen Stützen setzen der Bewegung der Fahrbahn so starken Widerstand entgegen, daß sie schließlich zerrissen sind. Die Risse im Gewölberücken, die, weil sie nicht „atmen“, auch nicht zur Verrostung des Eisens geführt haben, sind wohl auf einen Fehler bei der Betonierung zurückzuführen. Der Beton ist nicht ganz weich, sondern in jenem eigenartigen Mittelzustand zwischen naß und weich eingebracht worden, wo er schon unter leichten Erschütterungen, z. B. beim Betreten durch Arbeiter, zur Rißbildung neigt. Solche Risse verlaufen dann in der Regel parallel zu den Eiseneinlagen, wo die Betonschicht die geringste Stärke aufweist.

Diese Erklärungsversuche erheben natürlich keinen Anspruch auf abschließende Bedeutung, sie sollen lediglich die Mannigfaltigkeit der zu berücksichtigenden Umstände verdeutlichen. Um aber volle Klarheit zu schaffen, wird man sich nicht auf Untersuchungen an jenen 15 Brücken beschränken dürfen. Beobachtungen an benachbarten Bauwerken mit günstigerem Verhalten, an solchen mit ähnlichen Lage- und Luftverhältnissen in Rheinland und Westfalen und im Aachen-Stolberger Zinkhüttengebiet müssen hinzukommen und versprechen wertvollen Vergleichsstoff. Endlich werden auch genauere Beobachtungen an Eisenbetonbrücken in völlig anders gearteten Gegenden, z. B. Süddeutschland nicht zu umgehen sein.

Eine so weitschichtige Arbeit kann nur durch das Zusammenwirken einer größeren Zahl von Fachleuten geleistet werden. Der „Deutsche Beton-Verein“ wird seine Mitarbeit dazu um so mehr zur Verfügung stellen müssen, als die Lösung der vorliegenden Aufgabe möglicherweise zur Aufstellung neuer Grundsätze für den Bau von Eisenbetonbrücken führen kann.“ —

Auch der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ hat die Frage aufgegriffen und es sollen auch in anderen Landesteilen und Bundesstaaten geeignete Bauwerke in derselben gründlichen Weise untersucht werden, wie das durch Hrn. Reg.- und Bt. Perkuhn im Kattowitzer Bezirk geschehen ist. Wie wir hören, hat auch durch einen Unterausschuß kürzlich eine Bereisung dieses Bezirkes und eine Besichtigung der am meisten beschädigten Bauten stattgefunden. Ueber den Befund wird eine Veröffentlichung in Aussicht gestellt, die breiteren Kreisen zugänglich gemacht werden soll und in beruhigendem Sinn wirken dürfte. Denn das kann vielleicht schon jetzt ausgesprochen werden, daß die schlimmsten Zerstörungen sich da finden, wo auch andere Baustoffe, vor allem ungeschützte Eisenkonstruktionen dem Einfluß der saurehaltigen Luft in kurzer Zeit erliegen müssen, und daß die Schäden vielfach Hand in Hand gehen mit mangelhafter Ausführung, vor allem ungenügender Deckung der Eiseneinlagen durch Beton. Damit sind freilich die Fragen theoretischer und konstruktiver Art, die die Perkuhn'schen Untersuchungen aufgerollt haben, noch keineswegs erschöpft. —

**Baugrund-Untersuchung mit der „Baugrund-Prüfmaschine“ (System Buchheim & Heister).**

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M.

Im Jahrgang 1912 S. 133 der „Mitteilungen“ wurde die Reform-Prüfmaschine, System Buchheim & Heister (für Betonprüfung mittels der Balkenbiegeprobe) beschrieben. Die grundsätzliche, außerordentlich geschickte Anordnung dieser Maschine, die mit ganz ge-

ringer Betriebslast hohe Kräfte zu erzeugen gestattet, beruht auf dem großen Übersetzungsverhältnis insbesondere des Wagebalkens. Dieser Grundsatz ist jetzt von gen. Firma auch nutzbar gemacht worden, um in einfacher Weise Bodenuntersuchungen durchzuführen;

# Baugrundprüfmaschine.

PAT. BUCHHEIM & HEISTER

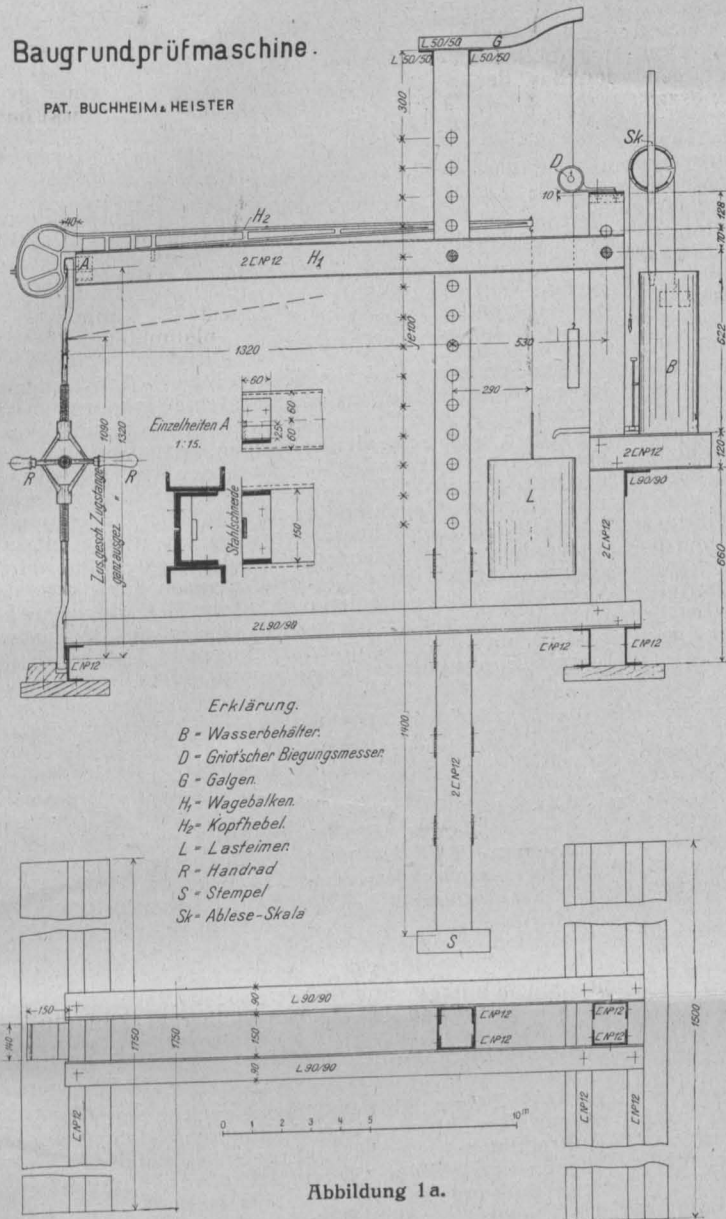


Abbildung 1a.

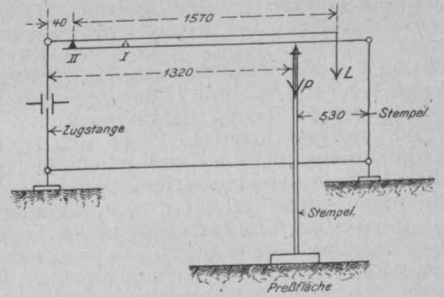
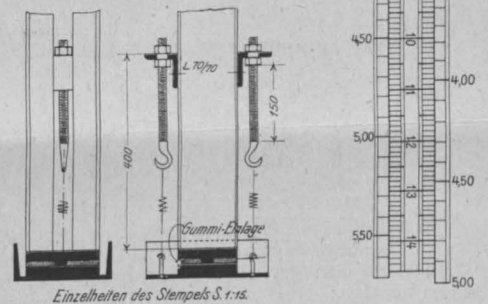


Abbildung 2. Schema der statischen Wirkungsweise der Prüfmaschine.

Abbildung 4 (rechts). Teil der Schlüsselskala der Prüfmaschine (2/3 nat. Größe).

Abbildung 1 (links). Baugrund-Prüfmaschine Maßstab 1:250 Einzelheiten 1:15

Abbildung 1b.



es ist die „Baugrund-Prüfmaschine“ entstanden, deren Beschreibung bezüglich Anordnung und Anwendung die folgenden Ausführungen gelten.

Die Abb. 1a u. b zeigen die Konstruktion der Baugrund - Prüfmaschine in ihrer Gesamtheit; aus ihr ist leicht die statische Wirkungsweise, Abbildung 2, zu erkennen. Mit L ist dort die Betriebslast (Wasser-Eimer) bezeichnet und mit P die auf die Bodenpreßfläche wirksame Kraft, welche sich aus den Maßen der Abbildung 2 zu

$$P = L \frac{(1570 + 40) (1320 + 530 - 40)}{40 \cdot 530} = \sim 137,5 L \text{ ergibt.}$$

Wird statt Lagerschneide II die Schneide I benutzt, so ist das Uebersetzungsverhältnis entsprechend kleiner. Mit der Betriebslast, bestehend aus etwa 15 l Wasser und einem eisernen Hilfsgewicht, insgesamt etwa 36 kg, lassen sich rd. 5000 kg Versuchslast (P) erzeugen. Die Bodenpreßfläche hat eine Größe von 20 · 25 = 500 qcm, sodaß ein Bodendruck bis 10 kg/qcm ausgeübt werden kann. Insgesamt sind 6 verschiedene Belastungszustände möglich, bei denen die aus dem Eigengewicht der Maschine allein folgenden anfänglichen Bodenpressungen betragen: 0,57 — 1,00 — 0,86 — 1,70 — 5,34 — 6,70 kg/qcm; die Endwerte sind: 1,05 — 1,47 — 4,95 — 5,67 — 9,42 — 10,78 kg/qcm.

Die Handhabung der Vorrichtung, die Abbildung 3 in der Benutzung zeigt, ist folgende (Vergl. Abbildung 1): Aus dem Behälter B fließt Wasser in den Lasteimern L;

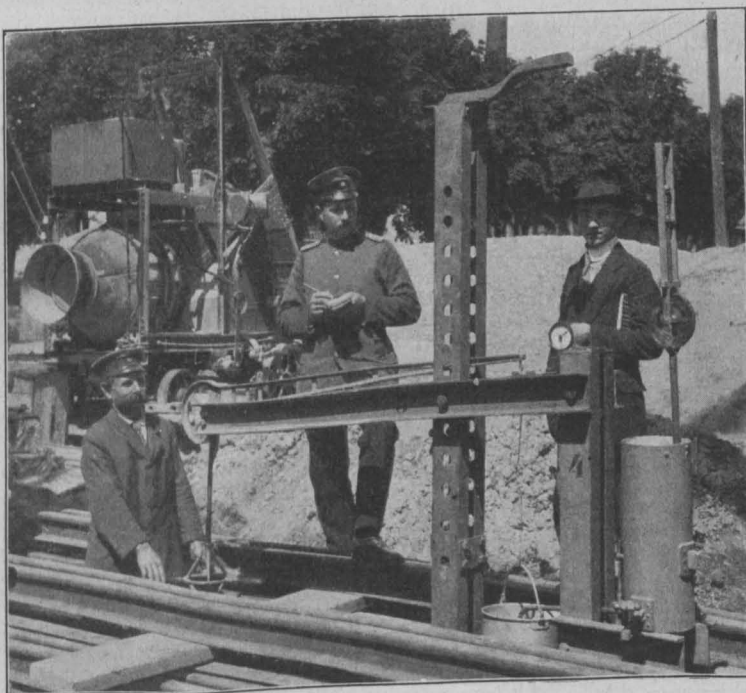
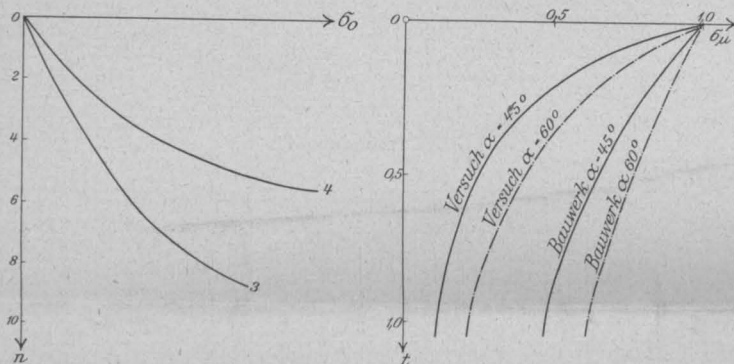


Abbildung 3. Baugrund-Prüfmaschine im Gebrauch.



dadurch, daß mittels des Handrades  $R$  die Zugstange entsprechend der Einsenkung des Preßstempels  $S$  gekürzt wird, wird der Kopfhebel  $H_2$  frei schwebend und somit die Last  $P$  wirksam erhalten. Die Einsenkungsmaße der Preßfläche werden mit Hilfe eines am Galgen  $G$  angebrachten Griot'schen Durchbiegungsmessers  $D$  festgestellt und der Bodendruck ist nach Ablesung des wirklichen Lastgewichtes  $L$  an der Scheibenskala  $Sk$  aus einer bis  $10 \text{ kg/qcm}$  reichenden Skisselskala, von welcher Abbildung 4 einen Teil zeigt, zu entnehmen. Die Lochung des Stieles des Stempels  $S$  dient zur Tiefeneinstellung.

Es ist nun die Frage zu erörtern, welche Beziehungen zwischen den Ergebnissen aus kleinen Prüf-Preßflächen und den großen Bauwerks-Preßflächen bestehen. Es scheint zunächst, als müsse im Allgemeinen bei kleinen Preßflächen die Möglichkeit des seitlichen Ausweichens des Bodens einen wesentlich größeren Einfluß üben, als bei großen, d. h. als müsse bei ersteren die Einsenkung ungünstiger, größer ausfallen, als bei letzteren; das Umgekehrte ist aber nach den später mitgeteilten Ergebnissen einer praktischen Anwendung der Maschine der Fall, sodaß einerseits die unten hierfür gegebene theoretische Erklärung annehmbar ist, andererseits die Prüfung des Baugrundes mit kleinen Druckflächen durchaus von praktischem Wert ist, der nur dadurch noch zu steigern wäre, daß man das Verhältnis zwischen Versuchs- und Bauwerks-Einsenkung bei gleichen Pressungen zu finden versucht. Das Ausweichen des Bodens ist im Kleinen wie im Großen die Folge der Ueberwindung des passiven Erddruckes.



Was bei der Uebertragung von Einsenkungsgrößen, die durch den Versuch ermittelt werden, auf praktische Verhältnisse, also auf Bauwerke zu überlegen ist, ist folgendes: Der Versuch wird mit verhältnismäßig kleinen Preßflächen ausgeführt, wohingegen bei Bauwerken erheblich größere Standflächen in Frage kommen und diese müssen bei gleichen Einheitspressungen unbedingt größere Einsenkungen des Bodens zur Folge haben, was sich folgendermaßen erweisen läßt.

Als Form der Preßfläche werde das Rechteck angenommen, da es die baulich häufigste Form ist und die Rechnung sich einfach gestaltet. (Abbildung 5.) Die obere Preßfläche  $f_0$  sei mit  $P$  belastet; der Winkel, unter welchem sich die Lastwirkung im Erdreich ausbreitet, sei  $\alpha$ , die Fläche, auf welche sich in der Tiefe  $t$  die Last  $P$  ausbreitet,  $f_u$ ; dann ist

$$f_u = (a + 2t \operatorname{ctg} \alpha) (n \cdot a + 2t \operatorname{ctg} \alpha)$$

$$f_u = na^2 + 2t \operatorname{ctg} \alpha [a(n+1) + 2t \operatorname{ctg} \alpha]$$

$$\sigma_u = \frac{P}{f_u}; P = f_0 \cdot \sigma_0; \sigma_u = \frac{f_0}{f_u} \sigma_0$$

$$\sigma_u = \sigma_0 \cdot \frac{na^2}{na^2 + 2t \operatorname{ctg} \alpha [a(n+1) + 2t \operatorname{ctg} \alpha]}$$

Die Unterschiede der Spannungen  $\sigma_u$  in gleichen Tiefen bei kleinen Versuchs-Preßflächen und großen Bauwerks-Standflächen lassen sich am besten durch ein Beispiel kennzeichnen. Für den Versuch sei:

a)  $a = 1 \text{ m}$ ,  $n = 1$ ,  $\sigma_0 = 1 \text{ at}$ ,  $\alpha = 45^\circ$   
und b)  $a = 1 \text{ m}$ ,  $n = 1$ ,  $\sigma_0 = 1 \text{ at}$ ,  $\alpha = 60^\circ$   
und für das Bauwerk

a)  $a = 2,5 \text{ m}$ ,  $n = 4$ ,  $\sigma_0 = 1 \text{ at}$ ,  $\alpha = 45^\circ$   
und b)  $a = 2,5 \text{ m}$ ,  $n = 4$ ,  $\sigma_0 = 1 \text{ at}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ .

Für Tiefen bis  $1 \text{ m}$  ergaben sich die Spannungen wie in obenstehender Tabelle.

Die Schaulinien dieser Spannungen zeigt Abbildg. 7. Ihr Verlauf läßt erkennen, daß beim Bauwerk größere

$t$	$= 45^\circ$ bei Versuch $= 60^\circ$		$= 45^\circ$ bei Bauwerk $= 60^\circ$	
0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,2	0,510	0,661	0,830	0,896
0,4	0,309	0,469	0,702	0,807
0,6	0,207	0,349	0,604	0,733
0,8	0,148	0,270	0,526	0,668
1,0	0,111	0,216	0,472	0,613

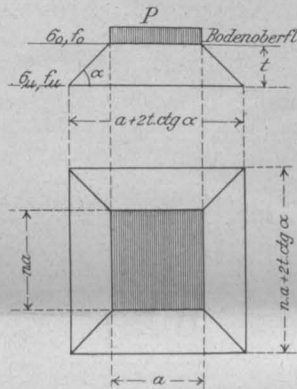
Einsenkungen als beim Versuch auftreten müssen, weil die Einsenkungsmaße vom Spannungsgrößen-Verhältnis in gleicher Tiefe  $t$  abhängig sein müssen, und zwar wird der Unterschied um so größer sein, je kleiner die Versuchs-Preßfläche gewählt war. Die langsamere Zunahme der Preßflächengrößen beim Bauwerk ist dadurch begründet, daß bei ihm der prozentuale Zuwachs geringer ist.

Die Spannungslinien nähern sich der  $t$ -Achse asymptotisch; würden nun auch sehr kleine Spannungen (in großer Tiefe) des Erdreiches noch Zusammendrückung desselben hervor zu rufen vermögen, was tatsächlich nicht der Fall ist, so würde das Verhältnis der Flächen zwischen den Achsen und den Kurven auch das Verhältnis zwischen den versuchsmäßigen und den baumäßigen Einsenkungen beurteilen lassen. Theoretisch unrichtig würde es sein, anzunehmen, daß, wenn der Einsenkungs-Einfluß durch eine bestimmte Tiefe begrenzt anzusehen wäre, etwa das Verhältnis der Spannungen in dieser Tiefe das gesuchte Verhältnis darstellt; denn wir wissen aus Versuchen Stern's, daß die Zusammendrückbarkeit des Erdreiches, soweit „Baugrund“ in Frage kommt, in verhältnismäßig

Abbildung 5 (rechts).

Abbildung 6 (Mitte). Schaulinien für die Spannungen  $\sigma_u$  bei kleinen Versuchs-Preßflächen und großen Bauwerks-Standflächen.

Abbildung 7 (links). Verhältnis der Einsenkungen zu den Pressungen mit wachsender Tiefe nach Stern.



geringer Tiefe aufhört und die Einsenkungen nicht in geradem Verhältnis zu den Spannungen stehen, wie die Auftragung der Stern'schen Ergebnisse aus der folgenden Tabelle in Abbildung 7 zeigt. Die verhältnismäßig geringe Wirkungstiefe ist einestils bedingt durch die Art des Bodens, hauptsächlich aber wohl dadurch, daß in größeren Tiefen der Boden durch das Eigengewicht der Ueberlagerungsmasse bereits stärker zusammengedrückt, also nur noch in abnehmendem Maße zusammenpreßbar ist. (Bei geringerer Zusammendrückbarkeit des Bodens ist übrigens die Wirkungstiefe größer als bei stärker zusammendrückbarem Erdreich.) Stern'sche Versuche (vergl. O. Stern, Das Problem der Pfahlbelastung, Berlin 1908) haben Folgendes ergeben:

Boden	Eindringungstiefe $n$ der Versuchs-Preßplatte bei Bodenpressung $\sigma_0$ in $\text{kg/qcm}$							Wirkungstiefe $d$ in mm im Mittel aus mehreren Versuchen	$n + d$ mm	Verdrängungsmaß $\frac{d}{n}$
	3,0	3,9	5,5	6,7	8,7	11,9	11,4			
1. Lehmgig-sandig	—	—	—	—	—	130	—	207	337	1,59
2. Sandiger Lehm	—	—	—	—	—	—	124	243	367	1,96
3. Sandiger Lehm	40	—	—	110	190	—	—	193	233	1,02
4. lehmiger Schotter	75	—	250	—	—	—	—	345	383	1,38
5. lehmiger Schotter	75	100	—	—	—	—	—	595	420	1,32
								132	207	
								232	232	

(Schluß folgt.)

Inhalt: Das Krematorium zu Freiburg im Breisgau. — Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbeton-Brücken. — Baugrund-Untersuchung mit der „Baugrund-Prüfmaschine“ (System Buchheim & Heister).

Hierzu eine Bildbeilage:  
Das Krematorium zu Freiburg im Breisgau.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 22.

### Die Unterdückering der Panke unter der städtischen Nordsüd-Schnellbahn zu Berlin.

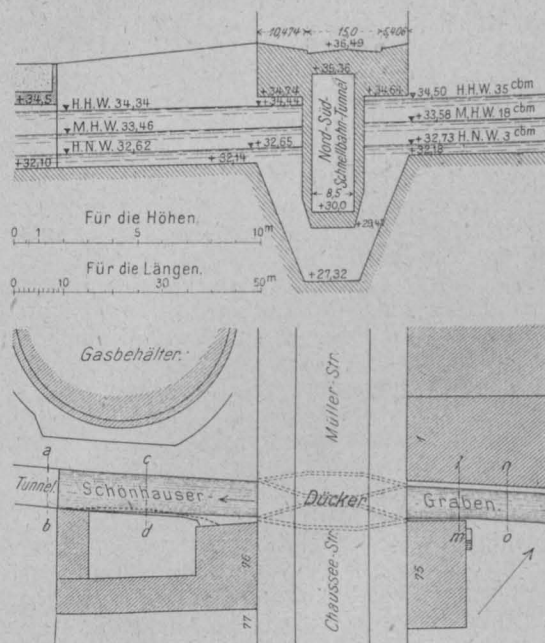


Auf ihrem Wege von der See-Straße durch Müller-, Chaussee- und Friedrich-Straße zum Halle-schen Tor kreuzt die von der Stadt Berlin durchweg als Untergrundbahn geplante, trotz des Krieges in energischer Durch-führung begriffene Nordsüd-Schnellbahn drei Wasserläufe: die Panke (und zwar ihren Nord-

arm, den Schönhauser Graben, und ihren Südarm, die Stadtpanke) sowie die Spree und den Landwehr-Kanal. Die beiden letztgenannten sind Schiffahrts-Straßen, die Schnellbahn muß also unter ihnen hin-durch tauchen, die Panke dagegen ist ein nicht schiffbares Gewässer geringer Breite, hier kommt dem neuen Verkehrsweg der Schnellbahn die höhere Bedeutung zu, sie verfolgt daher an den Kreuzungs-stellen ohne Änderung der Höhenlage ihren Weg, der Wasserlauf muß mittels Dückers unter ihr hinweg gehen. Für den weniger wichtigen, nur geringere Wassermengen führenden Südarm, die Stadtpanke, war die Anlage eines Rohrdückers ausreichend, die Unterdückering des Schönhauser Grabens war da-gegen nicht so einfach zu lösen.

Dieses Bauwerk, das stark wechselnde Wasser-mengen zwischen 1,5 und 35 cbm/Sek. abzuführen hat, also einen recht erheblichen Durchflußquerschnitt erhalten mußte, das sich zwischen wertvollen Ge-bäuden hindurch zwängt, also mit möglichst geringen Wandstärken trotz zeitweilig hohen Innendruckes auszubilden war, das ferner ohne Schädigung der Gebäude, unter voller Aufrechterhaltung des sehr lebhaften Straßenverkehrs und unter jederzeitiger sicherer Abführung des Wassers stückweise gebaut werden mußte, verdient sowohl nach Anordnung wie Ausführung Beachtung. Für seine Herstellung war unter den besonderen Verhältnissen der Eisen-beton der gegebene Baustoff. Eine Besprechung des Bauwerkes und eine Darstellung seiner Eigenart an dieser Stelle unter Benutzung der uns von der städtischen Kanalisations-Verwaltung und dem Bauamt der städtischen Nordsüd-Schnellbahn freund-lichst überlassenen Unterlagen dürfte daher von Interesse sein.

Einige Angaben über die die Wasserführung betreffenden Grundlagen seien vorausgeschickt: die in der Nähe von Bernau entspringende, die Ge-markungen von Buch, Fr. Buchholz, Nieder-Schön-hausen und das Berliner Weichbild nördlich der Spree durchfließende, etwa 26 km lange Panke, ent-wässert mit ihren Zuflüssen bis zu ihrem Eintritt in das Berliner Gebiet gegen 250 qkm. Sie spaltet sich innerhalb Berlins in 2 Arme, die unterhalb der Weidendammer Brücke in die Spree fließende Stadt-Panke und den jetzt in den Nordhafen mündenden Schönhauser Graben, der früher, vor der anfangs der 50 Jahre v. Jahrh. erfolgten Herstellung des Berlin-Spandauer-Schiffahrts-Kanales in längerem Lauf ebenfalls in die Spree einmündete und zwar am alten Unterbaum in der Gegend der jetzigen Kron-prinzen-Brücke. Infolge der starken Verkürzung dieses Armes ist am Eintritt in den Nordhafen eine



Abbildungen 1 und 2. Lage- und Höhenplan des Dückers.



Gefällstufe eingelegt worden. Der Panke mit ihren Zuflüssen fällt die wichtige Aufgabe zu, als Vorfluter der Regenkanäle für ein ausgedehntes, der Bebauung immer mehr zuerschließendes Gebiet (Buch, Fr. Buchholz, Heinersdorf - Pankow, Nieder - Schönhausen, Schönholz) und für die nördlichen Rieselfelder der Stadt Berlin zu dienen. Sie hat ferner die Abflüsse von Notauslässen der Radialsysteme IV und X aufzunehmen, und zwar werden diese Wassermengen fast ausschließlich durch den Schönhauser Graben geschickt. An der Kreuzungsstelle mit der Nordsüd-Schnellbahn hat dieser zu Zeiten der Wasserklemme jetzt immerhin  $1,5 \text{ cbm/Sek.}$ , während sich nach völligem Ausbau der Vororte die höchste Wasser-Abführung mit  $35 \text{ cbm/Sek.}$  berechnet. Die Anschwellungen vollziehen sich ziemlich plötzlich (bis zu  $1 \text{ m}$  in  $1 \text{ Std.}$ ), es können Geschwindigkeiten von mehreren Metern auftreten und die Panke ist daher bei starken Regenfällen, wie verschiedene Hochwässer in den letzten Jahrzehnten (u. a. 1888, 1902, 1907) gezeigt haben, ein nicht ganz bequemes Gewässer, dessen durchgreifende Regulierung von der Stadtgemeinde Berlin schon seit längerem geplant ist.

Der Schönhauser Graben kreuzt, wie der Lageplan Abbildg. 1, S. 169, zeigt, die Schnellbahn an der Stelle, wo Müller- und Chaussee-Straße aneinander stoßen. Er war unter dem Straßenzuge durch ein massiv gewölbtes Bauwerk überbrückt, östlich des Straßenzuges offen, durch dicht herangebaute Gebäude auf  $7 \text{ m}$  Breite eingeschränkt, auf der Westseite zwischen einem bebauten Grundstück und dem Gelände der städtischen Gasanstalt zunächst offen, dann in  $7,50 \text{ m}$  weitem, gewölbtem Tunnel von etwa  $315 \text{ m}$  Länge bis zum Vorhafen des Nordhafens geführt. Die Beseitigung der hier im Schönhauser Graben vorhandenen Staustufe und ihre Zurückverlegung bis oberhalb der Schnellbahn, würde eine Kreuzung derselben in offenem Wasserlauf gestatten, aber zugleich eine starke Sohlenvertiefung und damit weitergehende Eingriffe in die benachbarten Grundstücke und deren Bauten bedingt haben. Zudem wären die Gefällverhältnisse im offenen Graben ungünstig geworden. Man zog daher die Anordnung eines Dückers vor. Es war dann möglich, die alte Sohlenhöhe in den Anschlußstrecken zu erhalten, unter welche die Fundamente der Gebäude nur etwa  $0,5 \text{ m}$  hinabreichen, und ebenso den bestehenden Tunnel westlich des Dückers, der imstande ist, auch die Höchstwassermenge von  $35 \text{ cbm/Sek.}$  abzuführen. Das Längsprofil des Dückers zeigt Abbildung 2. Es gehen daraus auch die Wasserstände ober- und unterhalb hervor. Dazu sei noch bemerkt, daß im Nordhafen das Normalwasser auf  $+ 30,47$ , das Sommerhochwasser auf  $+ 31,0$  und das Winterhochwasser auf  $+ 31,90 \text{ m N. N.}$  liegt, sodaß auch bei höchstem Außenwasserstand und niedrigstem Wasserstand im Dücker der Abfluß noch gesichert ist. Die Sohle des Dückerkanales liegt auf  $+ 27,32 \text{ m N. N.}$ , d. rd.  $9,10 \text{ m}$  unter Straßenoberkante und etwas über  $3 \text{ m}$  unter Grundwasser.

Die allgemeine Anordnung des Bauwerkes zeigen die Abb. 3—7, S. 172/73, während die Schnitte Abbildungen 8—11 die nötigen Sicherungen der Ufer und der Sohle ober- und unterhalb des Bauwerkes erkennen lassen. Bei der Ausbildung ist die Forderung eines möglichst günstigen Wasserabflusses bei jeder Wasserführung und Vermeidung von Sinkstoff-Ablagerung maßgebend gewesen. Der Querschnitt ist aus diesem Grunde in drei Teile getrennt, die mit der Steigerung der Durchflußmengen erst nach einander in Wirksamkeit treten, was durch Ueberfallschwellen in verschiedener Höhenlage erreicht ist. Zunächst wird bis zu einer Wasserabführung von  $3 \text{ cbm/Sek.}$  die gesamte Wassermenge durch die nur  $1,86 \text{ qm}$  große Mittelöffnung geleitet; dann steigt das Wasser so hoch, daß es über die, die linke Seitenöffnung verschließende Ueberfallschwelle (Ordinate  $+ 32,73 \text{ N. N.}$ ) in diese  $7,57 \text{ qm}$  große Oeffnung gelangen kann; wird mittleres Hoch-

wasser von rd.  $18 \text{ cbm/Sek.}$  überschritten, so steigt der Wasserspiegel über die am höchsten gelegene Schwelle (Ordinate  $+ 33,58 \text{ N. N.}$ ) der rechten, ebenfalls  $7,57 \text{ qm}$  großen Oeffnung. Alle drei zusammen haben dann bei nur  $6 \text{ cm}$  Druckhöhe eine der höchsten Hochwassermenge entsprechende Leistungsfähigkeit. Die Durchflußgeschwindigkeit schwankt rechnermäßig in der Mittelöffnung zwischen  $0,8—1,6 \text{ m}$  und wächst in den Seitenöffnungen bis auf  $2,2 \text{ m}$ .

Wie der Längsschnitt durch den Dücker zeigt, ist die Teilung des Straßenquerprofils keine symmetrische und der Schnellbahntunnel liegt an der westlichen Bordkante. Beiderseits des Tunnels, neben dem noch 2 eiförmige Straßenkanäle von  $1,2$  bzw.  $1,3 \text{ m}$  Lichthöhe liegen, bleibt dann noch knapper Raum zur Entwicklung des Dücker-Ein- und Auslaufes. Ueber diesen sind Leitungen des städtischen Versorgungsnetzes in großer Zahl unterzubringen (Gas-, Wasser-, ein Druckrohr der Kanalisation, Kabel usw.), die zwischen den Rippen der den rd.  $7 \text{ m}$  breiten Wasserlauf überspannenden Eisenbetondecken untergebracht werden konnten. Die Rippen mußten mit Rücksicht auf ihre große Spannweite und Belastung (sie liegen z. T. noch unter dem Fahrdamm) mit genieteten Trägern bewehrt werden, die auf Querträger aufgeschraubt sind, um den Erdschub auf die Steinwände am Ein- und Auslauf sicher aufzunehmen. Eisenbeton ist auch mit Ausnahme des abgetreppten einfachen Stampfbeton-Fundamentes der Baustoff des ganzen Dückers. Es genügen dann  $40 \text{ cm}$  für die Konstruktionsstärke von Wand, Sohle und Decke, dazu kommen dann noch je  $13 \text{ cm}$  Stärke der Verkleidung mit Eisenklinkern. Die Rückenflächen des Bauwerkes haben einen Goudron-Anstrich erhalten.

Gegen Unterspülung ist das Bauwerk an beiden Enden durch Querspundwände geschützt. Seitliche Spundwände konnten, da die Ausführung unter Grundwasserabsenkung erfolgte, bei gleichzeitiger Abführung des Pankewassers durch die Baustelle in wasserdichter Holzrinne, entbehrt werden. Die Baugrubenumschließungen während der Ausführung wurden hier zur Absteifung der Straße in der bei der Ausführung der Berliner Untergrundbahnen jetzt üblichen Weise mit wagrechten Bohlen zwischen eingerammten I-Trägern bewirkt. Oberhalb des Dückers ist der Wasserlauf noch auf etwa  $12 \text{ m}$  Länge mit einem dünnwandigen Eisenbetonkasten mit Klinkerverkleidung ausgekleidet, der sich den Hausfundamenten unmittelbar vorlegt. An seinem Ende ist eine zweite Querspundwand gerammt, dann folgt noch Sohlenpflaster. Unterhalb am Gelände der Gasanstalt bestand bereits eine Ufermauer, am linken Ufer wurde eine solche bis zum bestehenden Tunnel hergestellt. Auch hier ist die Sohle noch mit Pflaster gesichert.

Am Dücker selbst sind alle Nischen und vorspringenden Teile, in denen sich Unrat festsetzen könnte, vermieden, ebenso Pumpensümpfe, Dienstbrücken usw. Die großen Seitenöffnungen werden nach Ablauf von Hochwässern, da sonst das in ihnen stehende Wasser faulig werden und schlechte Gerüche erzeugen würde, ausgepumpt und können dann begangen und untersucht werden. Die Mittelöffnung kann erforderlichen Falles zu Ausbesserungszwecken durch Dammbalken, für die besonders, durch Holzfutter für gewöhnlich ausgefüllte Falze vorgesehen sind, abgeschlossen werden.

Der Dücker wird durch den über ihn hinweggeführten Schnellbahn-Tunnel nicht belastet, letzterer ist vielmehr als sich freitragende Konstruktion ausgebildet und beiderseits des Dückers auf besondere Fundamente gelagert. Diese Anordnung entspricht der Forderung der Kanalisationswerke. Es sollen damit die Verkehrsstöße vom Dückerbauwerk fern gehalten und andererseits soll verhindert werden, daß bei einem etwaigen Bruch des Dückers eine Ueberflutung des Schnellbahntunnels eintreten könnte. Diese vielleicht etwas weit getriebenen Vor-

sichtsmaßregeln bringen mancherlei Erschwernisse für die Ausführung des Schnellbahntunnels mit sich, schaffen aber anderseits klare Belastungsverhältnisse für den Ducker.

Das System des Ducker - Querschnittes ist als ein dreifach gekuppelter steifer Rahmen von den Abmessungen der Abbildung 12 zu betrachten. Das System ist also neunfach statisch unbestimmt. Unbekannte sind die 12 Eckmomente. Zu ihrer Bestim-

ter, Röhren, Kanäle) entwickelt für den Fall eines gleichbleibenden  $E$  und  $J$ . Es kann ferner für die Berechnung der Momente die vereinfachende Annahme gemacht werden, daß die tatsächlich mit der Tiefe wachsende, also trapezförmige Belastung der senkrechten Stäbe  $s$  des Systemes (durch Wasser- und

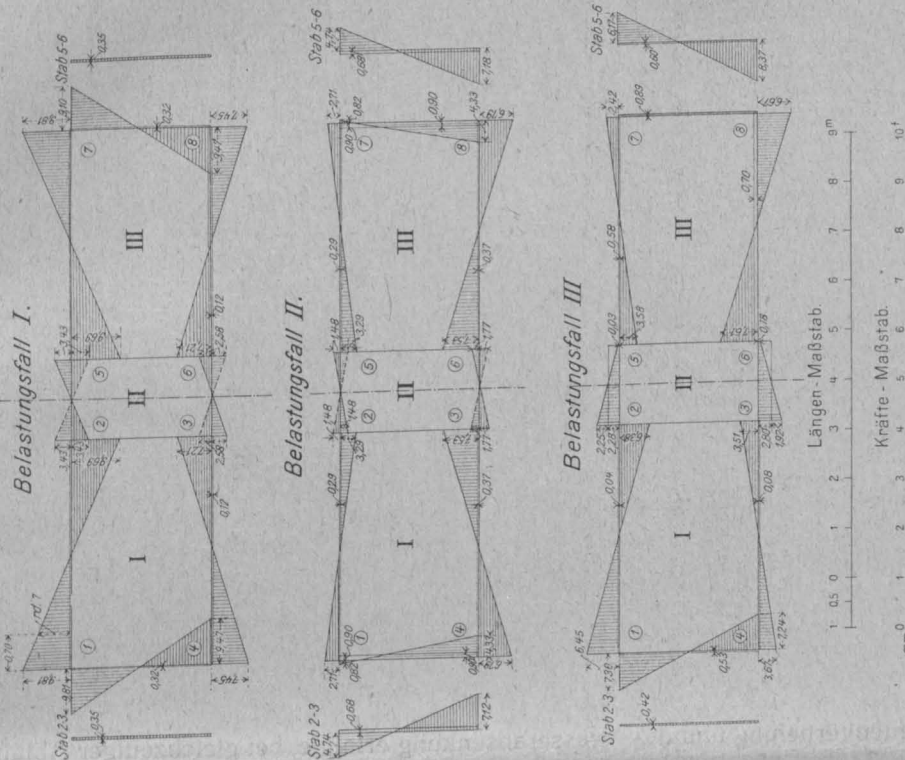


Abbildung 17-19. Darstellung der Querkkräfte.

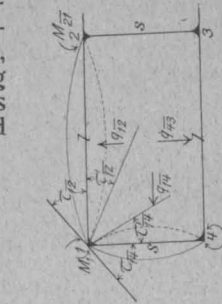


Abbildung 13.

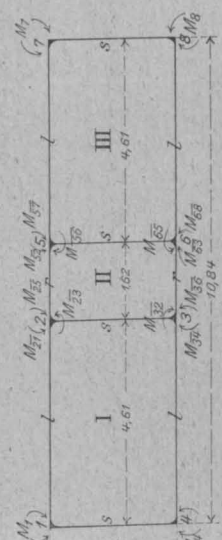


Abbildung 12. System des Ducker-Querschnittes.

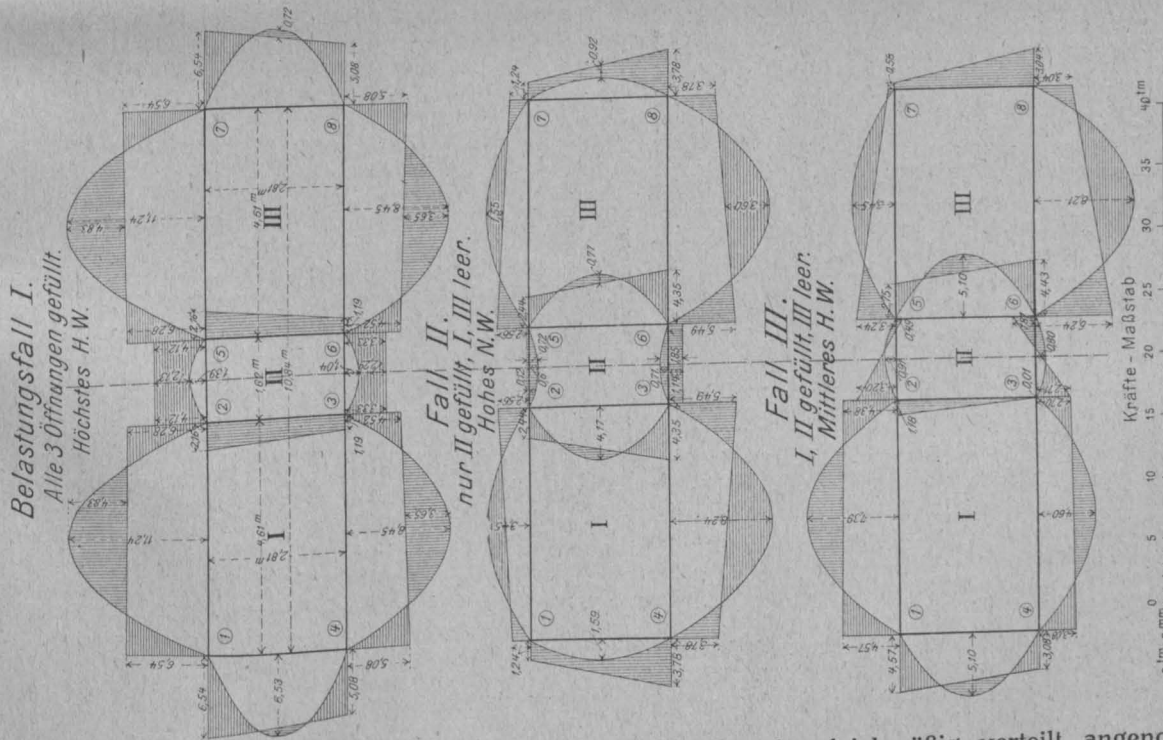


Abbildung 14-16. Darstellung der Momente.

mung lassen sich 12 Gleichungen gewinnen (die sich bei symmetrischer Belastung auf 6 vermindern) aus der Betrachtung, daß die steifen Eckwinkel auch nach der Deformation rechte Winkel bleiben müssen, daß also die Wirkung der äußeren Kräfte auf Veränderung dieser Winkel aufgehoben werden muß durch die entgegengesetzte Wirkung der Eckmomente. Der Rechnungsgang ist im „Handbuch für Eisenbeton“, 2. Auflage, 5. Bd., S. 363ff (Flüssigkeitsbehäl-

ter, Röhren, Kanäle) als gleichmäßig verteilt angenommen wird.

Sind nun z. B. nach Abbildung 13 die auf das System wirkenden Kräfte an der Ecke beide nach außen gerichtet, so haben sie das Bestreben, den Eckwinkel zu erweitern um  $v = \tau_{12} + \tau_{14}$  während die Eckmomente ihn um  $v' = \tau'_{12} + \tau'_{14}$  zu verkleinern streben. Damit der rechte Winkel erhalten bleibt, muß also  $v = v'$ , d. h.  $\tau_{12} + \tau_{14} = \tau'_{12} + \tau'_{14}$  sein. Für



die gleichmäßige Belastung  $q$  ist dann  $\tau_{12} = \frac{q l^3}{24 E J}$  und  $\tau'_{12} = l \left( \frac{M_1 + M_{21}}{6 E J} \right)$  usw. Es ergibt sich dann für die Ecke 1 die Gleichung:

$$l/6 [2 M_1 + M_{21}] + s/6 [2 M_1 + M_4] = \frac{q_{12} l^3}{24} + \frac{q_{14} s^3}{24}$$

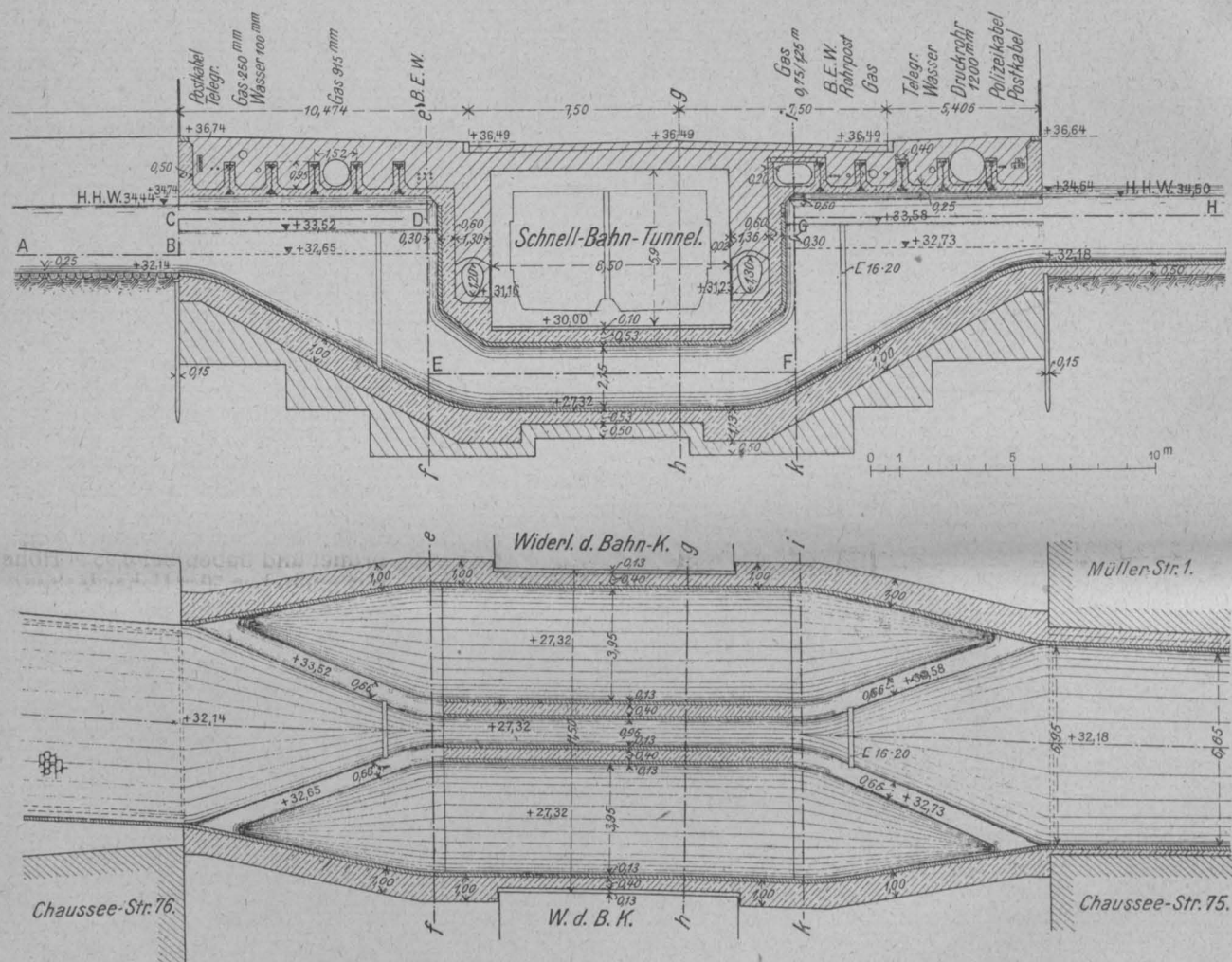
Sind die Kräfte, wie hier, gleich gerichtet, so sind also die Summen der Momente für die Ecke gleich zu setzen, anderenfalls die Differenzen. Solche Gleichungen lassen sich für jede Ecke aufstellen.

Für die statische Untersuchung kommen dann 3 Belastungsfälle in Betracht: 1. der Ducker ist in allen drei Oeffnungen I—III gefüllt; 2. nur die Mittel-Oeffnung II ist gefüllt; 3. Oeffnung I und II sind gefüllt.

gefüllten Ducker (Eigengewicht für 1 m rd. 46 t, für die Wasserfüllung 63 t) beträgt in diesem Falle nur rd. 0,6 kg/qcm. Für die beiden anderen Belastungsfälle ist Grundwasser auf +30 N.N. und in voller Höhe auf die 3,21 m unter Grundwasser liegende Ducker-sole wirkend angenommen, bei Fall 2 auch seitlicher Grundwasserdruck.

Die entsprechenden Momente und Normalkräfte sind in den Abbildungen 14—16 und 17—19 S. 171, für die drei Belastungszustände dargestellt und außerdem die höchsten Werte in der untenstehenden Tabelle zusammengestellt.

Bei Bemessung der Bewehrung sind dann die größten Werte von  $M = 7 \text{ tm}$  und  $N = \pm 10 \text{ t}$  zugrunde gelegt worden. Die Querschnitte sind dann doppelt



Abbildungen 3 und 4. Längsschnitt des Dückers und Horizontalschnitt nach A B C D E F G H.

Für die beiden Fälle der symmetrischen Belastung ist der Erdgegendruck auf die Grundfläche gleichmäßig verteilt angenommen, bei der unsymmetrischen Belastung dagegen verteilt er sich natürlich trapezförmig über die Grundfläche, er ist aber für die einzelnen Felder dann als gleichmäßig verteilt angenommen.

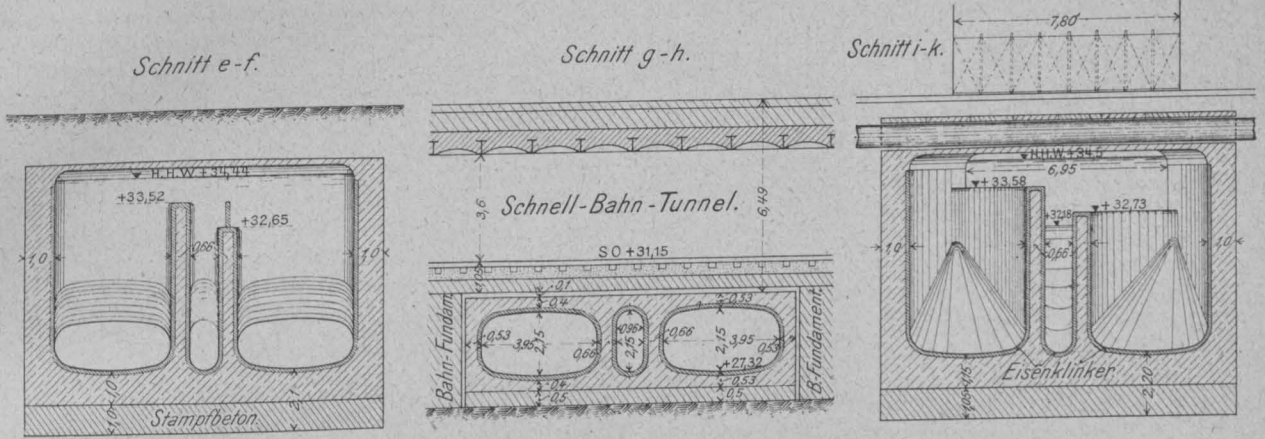
Der Wasserdruck und der Erddruck auf die Wände des Dückers verteilen sich ebenfalls trapezförmig, es ist aber bei Aufstellung der Momente die Annahme gleichmäßiger Verteilung ohne Begehung eines größeren Fehlers zulässig, nicht aber bei der Ermittlung der Normalkräfte. Zu den einzelnen Belastungs-Zuständen ist dann noch Folgendes zu bemerken: im Belastungsfall 1) ist außer dem Eigengewicht und Erdgegendruck auf die Sohle nur der innere Wasserdruck berücksichtigt, der an der Sohle auf 7,68 t/lfdm steigt, der äußere Gegendruck aus dem Grundwasser würde ja nur günstig in diesem Falle wirken; die Belastung des Untergrundes durch den

bewehrt worden mit 10 Rundeisen von je 20 mm Durchmesser auf 1 m Breite und in 3 cm Abstand von der Oberfläche liegend. Für den Beton 1:3 mit einer Druckfestigkeit von 220 kg/qcm ist nach den Bestimmungen von 1907 eine zulässige Beanspruchung von  $220/8 = 36 \text{ kg/qcm}$  Druck und eine rechnungsmäßige

No.	Stab	Max M, Q und Zug			Max M, Q und Druck		
		$M_{tm}$	$N_t$	$Q_t$	$M_{tm}$	$N_t$	$Q_t$
1	12	6,54	9,10	9,81	2,56	0,82	3,29
2	25	4,12	8,75	3,43	—	—	—
3	57	6,54	9,10	9,81	2,56	0,82	3,29
4	34	5,08	9,47	7,45	5,49	4,33	7,53
5	36	3,33	9,82	2,58	—	—	—
6	68	5,08	9,47	7,45	5,49	4,33	7,53
7	14	6,54	8,02	9,10	3,78	4,50	4,33
8	23	2,16	10,89	0,35	4,35	4,04	7,12
9	56	2,16	10,89	0,35	4,43	5,84	8,37
10	78	6,54	8,02	9,10	3,78	4,50	4,33

Zugspannung von  $220/10 = 22 \text{ kg/qcm}$  im Beton, ferner eine Haftspannung und Schubspannung von  $4,5 \text{ kg/qcm}$  und schließlich eine Eisenspannung von  $1000 \text{ kg/qcm}$  zulässig. Für den gewählten Betonquerschnitt mit  $31,4 \text{ qcm}$  Eisenquerschnitt oben und unten blieben die Beanspruchungen dann durchweg unter diesen Zahlen. Es beträgt bei Zusammenwirken von Moment

spannungen liegt der ungünstigste Querschnitt etwa in  $0,7 \text{ m}$  Entfernung von der sehr stark durch Eisen ausgesteiften Ecke. Die größte Querkraft beträgt hier noch  $7 \text{ t}$  (Abb. 7), die Schubspannung ist dann nur wenig über  $2$ , die Haftspannung rd.  $3,3 \text{ kg/qcm}$ . Die besondere Anordnung der Bewehrung im mittleren Querschnitt des Dückers geht aus den Abbildungen



Abbildungen 5–7. Querschnitte durch den Dücker. (Vergl. den Grundriß Abb. 4.)

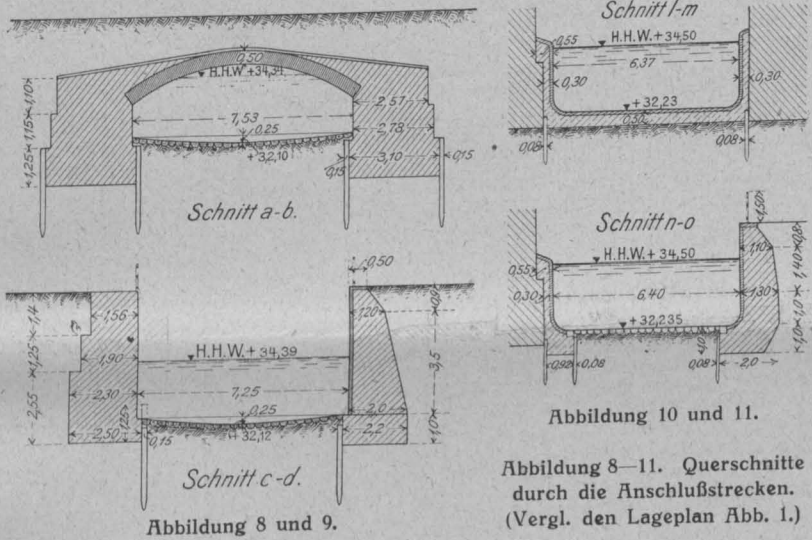


Abbildung 8–11. Querschnitte durch die Anschlußstrecken. (Vergl. den Lageplan Abb. 1.)

und Zugkraft im Stab der Betondruck  $\sigma_{bd}$  nur  $19,5$ , der Zug im Eisen  $\sigma_{ez}$   $820$ , der Druck im Eisen  $\sigma_{bd}$   $200 \text{ kg/qcm}$ . Bei Moment mit Druckkraft wächst  $\sigma_{bd}$  auf  $23,4$ ,  $\sigma_{ed}$  auf  $280$ , während  $\sigma_{ez}$  auf  $520 \text{ kg/qcm}$  sinkt. Die höchsten errechneten Zugspannungen im Beton stellen sich auf  $19,5 \text{ kg/qcm}$ . Bezüglich der Schub-

sitzen also rd.  $409 \text{ qcm}$  Fläche bei  $1000 \text{ kg/qcm}$  Beanspruchung. Die Träger unter den Bürgersteigen sind entsprechend schwächer bemessen. Die Leitungen zwischen den Rippen sind i. Allg. mit Erde überschüttet, nur das eine Gasrohr ist durch eine Abdeckung mit Eisenbetonplatten dauernd zugänglich erhalten.

(Schluß folgt.)

### Ueber Vergangenheit und Zukunft des Eisenbetons.

Ueber dieses Thema sprach im „Architekten-Verein zu Berlin“ am 13. Nov. d. J. Hr. Prof. Probst von der Techn. Hochschule zu Karlsruhe, der zurzeit als Leutnant ein Pionier-Kommando im Osten führt. Redner wies einleitend auf den gewaltigen Einfluß hin, den der Eisenbeton in den letzten 20 Jahren auf das gesamte Bauwesen gewonnen hat, der zum Teil zu vollständigen Umwälzungen geführt hat. Wenn in den letzten Jahren vor dem Krieg sich Gegenströmungen, Hemmungen für eine weitere Entwicklung gezeigt haben, so kann man diesen nicht alle Berechtigung absprechen. Vor allem hat dem Eisenbeton sehr geschadet, daß sich ein unsolides und mit der Bauweise nicht vertrautes Unternehmertum hier breit machen konnte, dem in erster Linie der Boden abgegraben werden muß.

Vor allem hat sich der Eisenbeton als eine geradezu unentbehrliche Bauweise im Hochbau jeder Art gezeigt, während seine Einführung bei Ingenieurbauten, namentlich im Brückenbau und Eisenbahnbau, zunächst Schwierigkeiten begegnete. Zwei Eigenschaften sind es, die dem Eisenbeton in erster Linie seine weite Verbreitung im Hochbau ermöglichten: seine Monolithität, d. h. die ein-

heitliche Wirkung des ganzen Baues allen Kraftwirkungen gegenüber, und seine Feuersicherheit, die ihn ungeschützten Eisenkonstruktionen gegenüber weit überlegen zeigt. Die erstere Eigenschaft wird allerdings unter Umständen auch als ein Nachteil empfunden, da in unserer schnelllebigen Zeit die Entwicklung häufiger den Abbruch von Bauten nach verhältnismäßig kurzer Zeit erfordert, und dann bietet der Eisenbeton Schwierigkeiten, erfordert er nicht unerhebliche Kosten. Hier gilt es noch Mittel und Wege zu finden, um diese Schwierigkeiten zu überwinden. Die Lösung in der Art zu suchen, wie das in Amerika, zum Teil allerdings aus anderen Gründen, geschehen ist, daß man die Monolithität überhaupt ganz oder teilweise preisgibt, die Bauten aus einzelnen, vorher fertig gestellten Stücken herstellt, kann allerdings nicht empfohlen werden.

Redner beschäftigt sich dann eingehender mit den bekannten Perkuhn'schen Veröffentlichungen über die Riß- und Rostbildung an Brückenbauten im Eisenbahndirektionsbezirk Kattowitz, die so viel Aufsehen erregt und namentlich auch in Laienkreisen zu Beunruhigungen geführt haben. Redner kann hierzu keinen Grund anerkennen und kann sich den Schlußfolgerungen Perkuhn's auch nur in einigen Punkten anschließen,



namentlich in demjenigen, daß Rißbildung in Eisenbeton-Bauwerken nicht allein dadurch zu verhindern sind, daß man die rechnerisch ermittelten Zugspannungen möglichst niedrig hält. Die Ausführung ist vielmehr von ganz besonders hohem Einfluß. Daß durch statisch richtige Konstruktion, richtige Lage und Deckung der Eiseneinlagen, gute Verbindung der Kreuzungspunkte und Stoßdeckungen, langes Feuchthalten des Betons (da die Schwindungserscheinungen, die neben statischen Wirkungen vor allem zur Rißbildung führen, am stärksten in den ersten Wochen auftreten und durch langes Feuchthalten erfahrungsmäßig und nach Untersuchungen in Stuttgart und Lichterfelde auf ein Mindestmaß herabgesetzt werden können) viel erreicht werden kann, ist bekannt und nur nicht immer genügend beachtet. Ganz rissfreie Eisenbeton-Konstruktionen zu schaffen, ist allerdings kaum möglich und vor allem werden die Konstruktionen dann in ihren Abmessungen zu stark, zu schwer und unwirtschaftlich. Aber selbst unter den sehr ungünstigen Verhältnissen, wie sie bei den von Perkuhn untersuchten Bauwerken z. T. vorlagen, hat sich nur bei einigen eine so weit greifende Rostbildung infolge der Risse an den Eiseneinlagen gezeigt, daß die überdeckende Betonschale infolge der Volumenveränderung des Eisens abgesprungen ist. Solche Schäden lassen sich aber in vielen Fällen wieder beseitigen. Wie verhält sich aber eine ungeschützte und schlecht unterhaltene Eisenkonstruktion unter ähnlich ungünstigen Verhältnissen? Keineswegs besser und die Beseitigung der Schäden ist hier nicht leichter. Redner geht dann kurz auf den Befund ein, den Mitglieder des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ bei einer Besichtigung eines Teiles der von Perkuhn untersuchten Bauten festgestellt haben. Er stützt sich dabei auf Mitteilungen v. Bach's, zu deren Veröffentlichung dieser ihn ermächtigt habe. Danach haben sich bei den unter sehr ungünstigen Luftverhältnissen stehenden besonders beeinflussten Bauten sowohl in konstruktiver Hinsicht, wie hinsichtlich der Genauigkeit und Güte der Ausführung z. T. recht schwere Mängel gefunden, aber selbst bei diesen hat sich bei den größten Rissen in einer Tiefe von 3,5 cm unter der Betonoberfläche kein Fortschritt der Rostbildung mehr gefunden, ein Zeichen, daß diese Ueberdeckungstiefe die Eiseneinlagen vollkommen gegen Rost sichert. Zu weitergehenden Befürchtungen geben also die Perkuhn'schen Veröffentlichungen keine Veranlassung. Sie mahnen aber zu einer verschärften Ueberwachung der Ausführung und einer eingehenderen Ausbildung aller bei diesen Bauten beteiligten Fachleute in den theoretischen und praktischen Fragen, die hier in Betracht kommen. Ebenso notwendig ist eine sorgfältigste Sichtung des Unternehmertumes, eine richtige Anwendung der an sich sehr sorgfältigen Vorschriften für den Entwurf, die Ausführung und Ueberwachung der Eisenbetonbauten.

Es gilt ferner eine Vervollkommnung der Arbeitsmethoden durchzuführen, soll der Eisenbeton auch in Zukunft wettbewerbsfähig bleiben. Redner geht dann auf die Entwicklung ein, die vom Stampfbeton über den plastischen Beton zum Gußbeton geht und zeigt die Vorzüge und Nachteile der verschiedenen Anwendungsformen. An Gleichmäßigkeit des Gefüges ist bei richtiger Behandlung, die eine Entmischung des Betons auf seinem Wege von der Misch- zur Verwendungsstelle verhindert, Gußbeton dem zu Schichtenbildung neigenden Stampfbeton jedenfalls überlegen. Der Verlust an Festigkeit, durch den höheren Wasserzusatz ist nicht so schwerwiegend, gleicht sich außerdem mit der Zeit größtenteils aus. Dann sind es aber auch vor allem wirtschaftliche Fragen, die zur ausgedehnten Anwendung des Gußbetons in vielen Fällen drängen. In Amerika hat man mit Rücksicht auf die teuren Arbeitskräfte dies Verfahren hauptsächlich zu hoher Vollkommenheit ausgebildet. Bei uns hat eine Münchener Firma (Gebr. Rank) das Verfahren schon mit gutem Erfolg eingeführt. Nach dem Krieg wird auch bei uns die menschliche Arbeitskraft hoch im Preise stehen, da gilt es alle Verfahren auszubilden, die ein wirtschaftliches Bauen ermöglichen. Selbstverständlich ist die Frage „Stampfbeton oder Gußbeton?“ nicht ein für alle mal zu entscheiden, sondern immer nur von Fall zu Fall. Was die Entwicklung des Eisenbetons in der Zukunft betrifft, so hält Redner in wirtschaftlicher Beziehung die Aussichten für sehr günstig, da wir nach dem Krieg jedenfalls mit sehr hohen Eisenpreisen zu rechnen haben. Allerdings werden auch die Baustoffe für den Eisenbeton durch die Steigerung der Erzeugungskosten und Syndikats-Bildungen weiter verteuert werden. Es gilt dann aber, um die Weiterentwicklung des Eisenbetons zu fördern, das Vertrauen auf seine Güte und Sicherheit im großen Publikum zu stärken, die Ausbildung unserer Ingenieure, die Ueberwachung der Bauten durch die Behörden, die Leistungsfähigkeit des Unternehmertumes auf das Höchste zu steigern. Vor allem muß die gefährliche Halbheit in der Ausbildung beseitigt werden. Es genügt nicht, eine Konstruktion nach den „Bestimmungen“ theoretisch berechnen oder ebenso nachprüfen zu können. Der Ingenieur muß vielmehr auch in das Wesen der Sache eingedrungen sein, er muß mit dem Versuchswesen und dessen Ergebnissen eingehend vertraut sein; die Ueberwachung sollte sich weniger mit dem genauen Nachrechnen als mit dem örtlichen Nachprüfen der Konstruktion in Bezug auf richtige Ausführung befassen; es sollte der entwerfende Ingenieur bei Hochbauten auch die Verantwortung für die Ausführung tragen, also bei dieser mit heran gezogen werden, was im Privatbau leider nur selten geschieht. Industrie und Wissenschaft müssen zusammen wirken, um hier die richtigen Wege zu finden. Daß das gelingen wird, daran zweifelt Redner nicht. —

Baugrund-Untersuchung mit der „Baugrund-Prüfmaschine“ (System Buchheim & Heister).

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M. (Schluß).



um Schluß sei ein Anwendungsbeispiel des Verfahrens gegeben, das von neueren Brückenbauten der Fa. Buchheim & Heister herrührt. Die Bauwerke seien mit A, B, C bezeichnet; die Probellocher wurden jeweils im Raume des künftigen Widerlagers abgetrieben. Für Bauwerk A, Abbildung 5a, wurde an zwei Stellen (A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>) untersucht; der Baugrund bestand (vgl. die Schnitte der Probellocher auf Abbildung 5b) aus zähem, schlammigem Letten, z. T. mit Kies vermischt, darunter stark sandigem Kies. Die Prüffläche befand sich einmal (bei A<sub>1</sub>) auf dem Kies, das andere mal (A<sub>2</sub>) im Lettenboden. Die Ergebnisse der Prüfung sind in Tabellen zusammengestellt, von denen wir hier nur einen Auszug mitteilen, und finden sich in Abbildung 6 zeichnerisch dargestellt.

Bauwerk A, Probelloch A<sub>1</sub>. Die unter dem Eigengewicht der Maschine erzeugte Schneidenlast ergibt 1,7 kg/qcm Bodenpressung. Unter „Belastungswechsel“ ist die Entlastung der Schneide durch Längung der Zugstange zu verstehen; dabei erzeugt das Eigengewicht der Maschine noch etwa 0,5 kg/qcm Bodenpressung, sodaß diese zwischen 1,7 und 0,5 kg/qcm wechselt. (Von No. 54 ab ist der Belastungsfall der Maschine geändert.)

Die durchschnittliche Zunahme der bleibenden Einsenkung infolge des je 20maligen Lastwechsels zwischen 0,5 und 1,70 kg/qcm beträgt also

$$\frac{7,50 - 2,23}{46} = 0,115 \text{ mm}$$

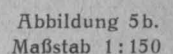
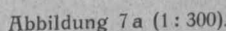
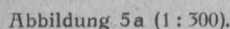
(Die Bodenpressung von rd. 0,5 Atm. entspricht übrigens ungefähr dem Brücken-Eigengewicht.) Dieser Zu-

nahmewert tritt auch nach insgesamt 900 maligem Wechsel noch auf (vergl. No. 45), sodaß hieraus auf eine verhältnismäßig starke Nachgiebigkeit des Baugrundes zu schließen ist, was durch die erhebliche weitere Zunahme

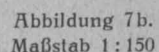
Bauwerk A, Probelloch A<sub>1</sub>.

No.	Ablesung an der Behälter-skala	Boden-pressung in kg/qcm	Ablesung am Griot Ein-senkung mm	Belastungswechsel	
				Anzahl	Änderung der Einsenkung mm
1	0	1,70	2,23	—	—
2	0	"	2,48	20	0,25
3	"	"	3,10	40	0,62
4	"	"	3,18	60	0,08
5	"	"	3,26	80	0,08
6	"	"	3,70	100	0,44
"	"	"	"	je 20 mehr	
45	"	"	7,50	900	0,08
46	1,18	2,00	7,87	—	0,37
47	3,06	2,50	8,80	—	0,93
48	4,87	3,00	10,40	—	1,60
49	6,58	3,50	12,20	—	1,80
50	8,28	4,00	14,45	—	2,25
51	10,00	4,50	17,40	—	2,95
52	11,88	5,00	20,30	—	2,90
53	13,90	5,50	23,40	—	3,10
54	2,25	6,00	25,80	—	2,40
55	3,95	6,50	29,70	—	3,90
56	5,65	7,00	32,90	—	3,20
Nach Entlastung Rück-gang auf:			26,70	—	— 6,20

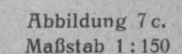
Rechnet man nun für die einzelnen Bauwerke mit einer mittleren Einsenkung, so ist bezüglich der daraus



Die Wagrechte  
xx entspricht der  
Höhenlage xx  
in Abbildung 5.



Die Wagrechte  
yy entspricht der  
Höhenlage yy in  
Abbildung 7a.



Die Wagrechte  $yy$  entspricht der Höhenlage  $yy$  in Abbildung 7a.

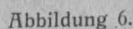


Abbildung 6 (links).  
Graphische Darstellung der  
Boden-Untersuchungen in  
den Bohrlöchern A, A<sup>2</sup>, B  
und C der Bauwerke  
Abbildung 5 und 7.

Bei No. 45–48 hätte sich je eine längere Beobachtungspause unter Last empfohlen, um festzustellen, ob z. B. bei 3 kg/qcm Pressung der an sich für den vorliegenden Baugrund normal erscheinende Einsenkungsbetrag weiter zunahm oder nicht. Der Rückgang der Senkung nach Entlastung von 32,9 mm auf 26,7 mm, d. i. um rd. 19% der Größtsenkung, läßt auf normales elastisches Verhalten des Bodens schließen.

Daß bei dem Probelloch  $A_2$  (Abbildung 5) die Senkungskurve ganz wesentlich steiler verlaufen muß, besagt der Baugrund: die Einzelergebnisse enthält Tabelle  $A_2$ .

Die Einsenkungen sind hier 5—7 mal so groß wie bei A<sub>1</sub> und der Rückgang bei Entlastung (No. 22) ist nur gering.

Bei Bauwerk B, Abb. 7, Probelloch B, trat bei 4,5 kg/qcm Pressung ein unaufhaltsames Weitereinsinken ein, was dadurch zu erklären ist, daß seitliches Ausweichen, also völlige Ueberwindung des passiven Erddruckes stattfand; dieses hatte mutmaßlich zur Ursache, daß während der Belastungsprobe gepumpt, also der Boden gelockert wurde. In Abbildung 6 ist die entsprechende Kurve ebenfalls eingezeichnet.

Die besten Ergebnisse zeigten sich bei Bauwerk C, Probeloch C, Abb. 7c wo bei 9 kg/qcm Belastung nur 22,0 bzw. 22,7 mm Einsenkung erhalten wurden. Der Belastungsverlauf ist ebenfalls in Abbildung 7 angegeben. Die Wechsel zwischen den Pressungen 4,5 und 0,5 kg/qcm und noch mehr der zwischen 9 und 0,5 kg/qcm erzeugen ganz erhebliche Rückgänge, deuten also auf elastisches Verhalten des Baugrundes.

No.	Ableseung an der Behälter- Skala	Boden- Pressung in kg/qcm	Ableseung am Griot. Einsen- kung mm	Belastungswechsel Anzahl	Aende- rung der Einsen- kung mm
1	0	0,54	0	—	—
2	"	1,70	25,05	—	—
3	"	"	30,59	20	5,54
4	"	"	34,60	50	4,01
5	"	"	37,42	80	2,82
6	"	"	39,52	110	2,10
7	"	"	42,15	170	2,63
8	"	"	42,98	200	0,83
9	"	"	43,68	230	0,70
10	"	"	44,25	260	0,57
11	"	"	44,67	290	0,42
12	"	"	45,10	320	0,43
13	"	"	45,49	350	0,39
14	"	"	45,72	380	0,23
15	"	"	46,10	410	0,38
16	"	"	46,69	440	0,59
17	"	"	46,94	470	0,25
18	"	"	47,21	500	0,27
19	1,20	2,00	47,80	—	0,59
20	3,05	2,50	49,75	—	1,95
21	5,18	3,09	58,60	—	8,85
22	6,58	3,50	65,08	—	6,48
23	—	0,54	62,85	—	— 2,23



folgenden Zusatzmomente des Bogens zu beachten, daß diese Senkung in Richtung der Druckmittelkraft erfolgt; diese ist in Abbildungen 5 und 7 eingezeichnet. Es entsteht also zugleich eine wagrechte Verschiebung jedes Widerlagers nach außen, welche den Spannungszustand des Bogens allein beeinflusst; die lotrechte Senkung ist hierauf ohne Wirkung. Die wagrechte Kraft  $H$  und das Moment  $M$  sind mittels Elastizitätsgleichungen zu berechnen, worauf hier nicht weiter eingegangen werden soll.

Bei der Bauausführung ergaben sich nun nennenswert größere Einsenkungen als bei den Baugrund-Unter-

suchungen mit Hilfe der Maschine.\*) Es erklärt sich dies aus der in No. 21 angestellten Ueberlegung über das Wesen der Spannungsverteilung und der Eindringbarkeit des Bodens. —

\*) Die Täuschung über den wirklichen Betrag der Einsenkungen der Widerlager der Brückenbauwerke war im vorliegenden Fall übrigens bedeutungslos, da das Gewölbe-Expansionsverfahren, System Buchheim & Heister (vergl. No. 8, S. 62 der Mitteilungen) zur Anwendung gelangte, es also gleichgültig war, ob ein kleiner oder auch nennenswert größerer Einsenkungsbetrag unschädlich zu machen war; dahingegen würde, wenn ohne Anwendung des Expansionsverfahrens etwa ein elastischer Bogen gebaut worden wäre, die Widerlagersenkung zu ihrem bekannten weittragenden Einfluß auf die wirklichen Bogenspannungen gelangt sein.

## Vermischtes.

Versuche zur Klarstellung der Wirkungsweise der Umschnürung bei Eisenbetonsäulen. In unseren „Mitteilungen“, Jahrg. 1915, S. 192, haben wir auf obige Frage bezüglich, durch v. Bach in Stuttgart ausgeführte Versuche auf Grund einer Veröffentlichung in der „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“ kurz besprochen. Sie waren mit achteckigen Betonprismen mit Längseisen und Umschnürung mit einer zwischen 8 und 100 mm schwankenden Ganghöhe durchgeführt und zeigten ein so bedeutendes Anwachsen der Bruchfestigkeit mit abnehmendem Abstand der Umschnürung, daß sich dieses nicht allein aus der Verhinderung der Querdehnung des Betons durch die Spiralen erklären läßt. Hr. v. Bach sieht diese Erklärung in einer abstützenden, also achsial gerichteten Wirkung der zwischen den Eisenringen liegenden dünnen Betonschichten, deren Größe mit der engeren Lage der Ringe rasch wächst. Damit erklärt v. Bach auch den Umstand, daß auch bei quadratischem Querschnitt eine enge Umschnürung die Bruchlast nach seinen Versuchen wesentlich steigert, trotzdem hier von einer umschnürenden, d. h. die Querdehnung verhindernden Wirkung der Querbewehrung bei der leichten Ausbiegung ihrer geraden Strecken doch kaum gesprochen werden könne. Letztere Anschauung ist auch jedenfalls für die Fassung der neuen Eisenbeton-Bestimmungen, § 17 Abs. 8, maßgebend gewesen, die quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkennt.

Zu diesen Versuchen hat nun kürzlich M. Rudeloff auf Grund von in Lichterfelde ausgeführten Versuchen ebenfalls in der „Zeitschrift des Vereins Deutsch. Ing.“, Jahrg. 1916, S. 830, Stellung genommen und verneint diese abstützende Wirkung des Betons. Nur dann könne diese Wirkung als tatsächlich vorhanden angesehen werden, wenn bei umschnürten Säulen, bei denen von vornherein der Beton zwischen den Spiralen fehlt, eine entsprechende Erhöhung der Bruchlast mit Verengerung der Ganghöhe nicht aufträte. Die für diesen Nachweis nun durchgeführten Versuche bedienen sich kreisrunder umschnürter Eisenbetonsäulen mit 8 Längseisen und einer Ganghöhe der Spiralen von 9,5–70 mm. Bei einigen dieser Säulen wurden nun bei der Herstellung zwischen die Bewehrungs-Spiralen vorläufige Zwischenspiralen eingelegt, die nachträglich wieder abgewickelt wurden, sodaß sich also zwischen die Bewehrungs-Spiralen kein oder doch nur wenig Beton einschieben konnte. Natürlich konnten diese Säulen auch keinen äußeren Betonmantel erhalten, der ja aber unter der Belastung schon lange vor Erreichung der Höchstlast abspringt, also dann nicht mehr mitträgt. Bei dieser Anordnung mußten die Säulen ohne Zwischenbeton bei sonst gleicher Ausführung und Bewehrung geringere Bruchlast tragen als die vollständigen Säulen infolge des Fortfalles der abstützenden Wirkung des Betons. Die Versuche zeigten nun alle, ebenso wie die v. Bach'schen Versuche, ein starkes Anwachsen der Bruchlast mit Verringerung des Ringabstandes, jedoch war die Bruchlast der Säulen ohne Zwischenbeton keineswegs erheblich niedriger als bei den Vollsäulen, ja sogar bei den hier vorliegenden Versuchen etwas höher. Eine Erklärung hierfür wird nicht gegeben, jedenfalls aber die v. Bach'sche Erklärung der abstützenden Wirkung durch Rudeloff verneint.

Es schließt sich an diese Veröffentlichung eine Polemik zwischen den beiden Forschern, die sich auf dem Gebiet der exakten Versuchsdurchführung bewegt, auf das wir ihnen nicht folgen können. In den neuen Versuchen kann v. Bach keinen Gegenbeweis gegen seine Anschauungen finden, und zwar um so weniger, als bei den Rudeloff'schen Versuchen eine völlige Ausschaltung des Zwischenbetons nicht gelungen, dieser vielmehr etwa bis zur Mitte der Spiraldicke doch noch vorhanden, also wirksam gewesen sein könne in dem von ihm vertretenen Sinn.

Interessant ist in den Auseinandersetzungen hauptsächlich, daß beide Forscher sich nicht mit den oben er-

wähnten Anschauungen der neuen Eisenbeton-Bestimmungen hinsichtlich der Unwirksamkeit der Umschnürung bei rechteckigem Querschnitt einverstanden erklären, und daß beide für sich die Urheberschaft des zu diesen Bestimmungen gemachten Vorbehaltes beanspruchen, der Änderungen dieser Einzelbestimmungen nach Abschluß der im Gang befindlichen Versuche betrifft. Kommen beide Forscher zu diesem Vorbehalt auch offenbar nicht aus denselben Anschauungen, so beweist das um so mehr, daß hinsichtlich der Wirkungsweise der Berechnung von Säulen und deren Bewehrung noch eine Reihe von Fragen der endgültigen Klärung harren. —

Die neuen deutschen Bestimmungen für Eisenbeton werden in der „Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins“ Jahrg. 1916 Heft 36 einer Besprechung unterzogen durch Dr. Max R. v. Thullie, die i. allg. zustimmend ausfällt. Ausstellungen werden u. a. gemacht in der Frage der Probelastungen, der Berechnung einseitiger Plattenbalken und der Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen. Die österreichischen Bestimmungen hinsichtlich der letzteren werden, trotzdem sie umständlicher sind, vorgezogen. Hinsichtlich der Schubspannung wird die alleinige Aufnahme durch die abgebogenen Eisen vorgezogen. Bezüglich der Berechnung der Zugspannungen in statisch unbestimmten und Vollbahn-Brücken wird die Wahl von  $n = 15$  bemängelt (statt  $n = 10$ ). Einige Ausstellungen betreffen ferner die Berechnung der Stützen, namentlich auch die neue Formel für umschnürte Säulen, ferner die zulässige Spannung von 1200 kg/qcm für das Eisen, die zu niedrige Sicherheiten ergäbe. —

Ehrung für Prof. Dr.-Ing. Emil Mörsch. Bei seinem am 1. Okt. d. J. aus der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H. erfolgten Ausscheiden behufs Uebernahme eines Lehramtes an der Technischen Hochschule zu Stuttgart ist Hr. Prof. Dr. Mörsch, dessen Bedeutung für die Entwicklung der Eisenbeton-Bauweise in Deutschland wir in No. 17 der „Mitteilungen“ schon kurz gewürdigt haben, seitens der Firma eine besondere Anerkennung zuteil geworden. Der Vorstand der Gesellschaft hat, um der Würdigung der Verdienste Mörsch's besonderen Ausdruck zu geben, ein Gedenkblatt in künstlerischer Ausführung herstellen lassen, das die Ausführung des Viaduktes bei Martinsfuhren, als eine für die Eisenbeton-Bauweise besonders bemerkenswerte Ausführung, darstellt und folgende Widmung umrahmt:

„Prof. Dr.-Ing. h. c. Emil Mörsch hat einen ehrenvollen Ruf an die kgl. Technische Hochschule Stuttgart angenommen und scheidet heute aus den Diensten unserer Gesellschaft, in der er seit 15 Jahren an leitender Stelle gewirkt hat. Ein treuer Freund und Berater wird er unserer Firma auch in seinem neuen Beruf bleiben.“

Wie Prof. Dr. Mörsch seinen Ruf als verdienstvoller Förderer der Eisenbeton-Theorie in der Fachwelt begründet hat, so hat er innerhalb unserer Firma durch Ueberführung seiner Konstruktions-Prinzipien in die Praxis vorbildlich gewirkt.

Der Grundsatz von Prof. Dr. Mörsch, die Sicherheit der Konstruktionen allem voran zu stellen, entsprach demjenigen unserer Firma seit ihrem Bestehen und soll auch nach seinem Ausscheiden in ihr lebendig bleiben.“

Das Gedenkblatt wird vervielfältigt und soll in allen technischen Büros der Niederlassungen der Firma einen geeigneten Platz erhalten. Das Original wurde Hr. Prof. Mörsch gelegentlich einer den Zeitverhältnissen angepaßten schlichten Abschiedsfeier durch Hr. General-Direktor Meyer überreicht. —

Inhalt: Die Unterdückung der Panke unter der städtischen Nord- und Schnellbahn zu Berlin. — Ueber Vergangenheit und Zukunft des Eisenbetons. — Baugrund-Untersuchung mit der „Baugrund-Prüfmaschine“ (System Buchheim & Heister). (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

№ 23.

XIII. Jahrgang 1916.

### Die Unterdückerung der Panke unter der städtischen Nordsüd-Schnellbahn zu Berlin. (Schluß.)



ie schon ausgeführt wurde und auch aus der allgemeinen Darstellung des Dückers in den Abbildungen 3, 4 und 6 in No. 22 hervorgeht, belastet der Tunnelkörper der Schnellbahn, die den Panke-Dücker übersetzt, diesen nicht, sondern ist durch einen wagrechten Luftschlitz von der Decke des Dückers getrennt und beiderseits desselben auf eigene Fundamente gelagert, die als 2<sup>m</sup> breite Betonkörper bis zur Dückersohle, also bis +25,69<sup>m</sup> NN. hinabgeführt und gleich zusammen mit dem Dücker hergestellt worden sind. Diese Fundamente sind auch noch von den Dückerwänden etwas abgerückt und die so entstehenden lotrechten Schlitz mit Erde ausgefüllt. Die Entfernung von M. z. M. dieser Fundamente beträgt 13,6<sup>m</sup> und auf diese Stützweite mußte die Tunnelröhre nun als freitragende Konstruktion ausgebildet werden. Das ist in ähnlicher Weise geschehen wie bei der Spittelmarklinie der Untergrundbahn-Gesellschaft bei den Kreuzungen mit geplanten anderen Schnellbahnen. Wie die Abbildungen 21 u. 22 a. f. S. in Längs- und Querschnitt zeigen, sind dazu 3 eiserne Fachwerkträger in Anwendung gekommen, von denen die beiden äußeren, in die 70<sup>cm</sup> starke Betonwand des Tunnels eingebetteten, vollständig umhüllt sind, während der mittlere allseitig frei liegt. Die Mitwirkung des Betons ist jedoch bei der Bemessung der Tragfähigkeit der äußeren Träger nicht berücksichtigt worden.

Die Tunneldecke ist in der für die ganze Strecke der Nordsüd-Schnellbahn üblichen Weise aus zwischeneisernen I-Querträger gespannten Stampfbeton-Kappen gebildet, die Träger liegen hier aber, entsprechend der Feldteilung der Fachwerkträger, in 1,7<sup>m</sup> Abstand. Ueber die Kappen breitet sich die übliche Asphaltfilz-Isolierung, die noch durch eine Schutzschicht überdeckt ist. Ueberschüttung nebst Pflaster mit Unterbettung erreichen hier etwa 1,15<sup>m</sup> Stärke über der Decke, sodaß bei der Tragfähigkeits-Berechnung mit gleichmäßiger Verteilung der Verkehrslast statt mit Einzellasten gerechnet werden

durfte. Als ungünstigste Last ist ein mit 10<sup>t</sup> belastetes Vorderrad einer Dampfstraßenwalze angenommen. Die Deckenträger laufen in ganzer Tunnelbreite durch und es wurden I-Walzträger NP. 42<sup>1/2</sup> für sie erforderlich.

Die Sohle des Tunnels zeigt ebenfalls Querträger in 1,7<sup>m</sup> Abstand, dazwischen ebene Eisenbetonplatten von 25<sup>cm</sup> Stärke. Sie hat Eigengewicht, Bettung, Oberbau der Gleise und die Verkehrslast aus den Raddrücken der Schnellbahn-Triebwagen zu tragen. Für letztere ist mit 20% Stoßzuschlag mit Einzellasten von 5,25<sup>t</sup> zu rechnen. Diese werden bei den Querträgern, die nicht als durchlaufende, sondern auf 3,7<sup>m</sup> Stützweite freitragende Träger betrachtet sind, auch als Einzellasten in Ansatz gebracht, für die Platten dagegen auf 1<sup>m</sup> Breite verteilt. Unter diesen Voraussetzungen waren für die Querträger, die in ihrer Höhe möglichst einzuschränken waren, Differdinger I-Träger N. 28 erforderlich. Die Betonplatten der Sohle sind mit 10 Rundeisen auf 1 lfd.<sup>m</sup> von je 14<sup>mm</sup> Durchm. bewehrt.

Während auf der gewöhnlichen Tunnelstrecke die Sohlen-Isolierung auf einer Beton-Schutzschicht ruht, die ihrerseits auf den Erdboden aufgelegt ist, muß hier, wo Tunnelsohle und Dückerdecke durch einen Luftschlitz getrennt sind, die Isolierschicht sammt Schutzschicht am Tunnelkörper aufgehängt werden. Das geht aus dem vergrößerten Sohlenschnitt in Abbildung 22 deutlich hervor. Zu diesem Zweck sind in die Schutzschicht in 55 bzw. 60<sup>cm</sup> Abstand I-Träger eingebettet, die beiderseits an der Tunnelwandung an Längsträger angewinkelt sind. Diese Längsträger sind mit Flacheisen in 1,7<sup>m</sup> Abstand an den überstehenden Enden von II-förmigen Querträgern aufgehängt, die ihrerseits in die Schutzschicht der Tunneldecke eingebettet sind.

Die 3 Fachwerkträger liegen in je 3,7<sup>m</sup> Achs-Abstand, haben, wie schon bemerkt, 13,6<sup>m</sup> Stützweite und 1,7<sup>m</sup> Feldteilung, sowie 3,9<sup>m</sup> Systemhöhe. Die Knotenlast ist für ständige Belastung im Mittelträger im Obergurt größer als für die Seitenträger, nämlich 24,6 gegenüber 17,6<sup>t</sup>. Die Verkehrslast der Straße ist für den Mittelträger zu 1,1<sup>t/qm</sup> gleichmäßig verteilt angenommen, das ergibt 5,1<sup>t/lfd. m</sup> Belastung. Für die Seitenträger ist die ungünstige Annahme gemacht,



Wagen mit je 13,32<sup>m</sup> Gesamtlänge zwischen den Puffern, 8,1<sup>m</sup> Abstand der Stützpunkte auf den beiden Drehgestellen und je 2,1<sup>m</sup> Achsabstand mit je 5,25<sup>t</sup> Raddruck angenommen. Es entfallen dann auf den

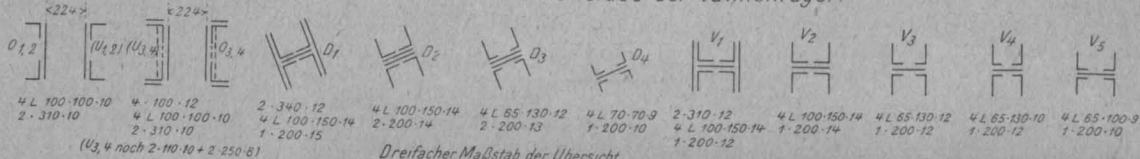
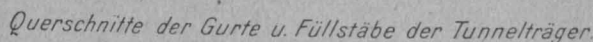
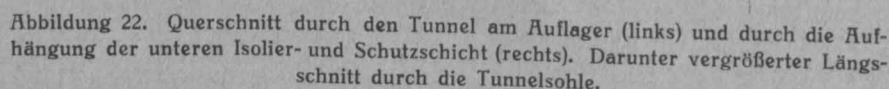


Abbildung 21. Längsschnitt durch den freitragenden Tunnelkörper der Schnellbahn über dem Dücker.



Mittelträger Einzellasten von je 10,9, für die beiden Seitenträger von je 5<sup>t</sup> Größe. Die Stabspannungen der Fachwerkträger sind dann für ungünstigste Laststellung ermittelt. Es treten in einzelnen Stäben des Mittelträgers solche bis rd. 200<sup>t</sup>, der Seitenträger bis rd. 170<sup>t</sup> auf. Bei letzteren kommen aber für die Gurte, die ganz in Beton eingebettet sind, dann noch Biegun gs-Spannungen aus der sich hieraus ergebenden Belastung hinzu, bei den Ständern Biegun gs-Spannungen aus dem Erd- und Grundwasserdruck auf die Seitenwände. Für die Gurte der 3 Träger ergaben sich unter diesen Belastungsverhältnissen etwa die gleichen Gurtquerschnitte, die Ständer sind dagegen für die Außenträger erheblich kräftiger, die Füllstäbe schwächer. Die Ausbildung der Stabquerschnitte geht aus der Abbildung 21 beigegebenen Darstellung der Schnitte in vergrößertem Maßstab hervor. Es schwanken die Querschnitte der Obergurte danach zwischen 139 und 187 q<sub>cm</sub>, der Untergurte mit Nietabzug zwischen 102 und 190 q<sub>cm</sub>. Die größten Querschnitte der Diagonalen

Untergurt ist die Belastung der Außenträger durch ständige Last, da die Betonwände mit zu tragen sind, größer, nämlich 16,6t gegenüber 12,2t des Mittelträgers. Als Verkehrslast sind 2 gekuppelte Trieb-

wachsen im Mittelträger unter Nietabzug bis auf 200, der Vertikalen in den Seitenträgern bis auf 313 qcm.

Die Auflager, die beim Mittelträger je 230, bei den Wandträgern je 178 t aufzunehmen haben, wer-

den durch in Beton eingebettete Trägerroste gebildet, die noch etwa 20 kg/qcm Druck an den Beton abgeben. Die Bodenpressung unter den Fundamenten, die bei der großen Höhe der letzteren als gleichmäßig verteilt auf die ganze Fläche von 2 · 8,50 m angenommen werden darf, beträgt i. M. 4,34 kg/qcm. Seitliche Kräfte kommen bei dem Fundament, das den Dücker umfaßt und sich seitlich gegen ihn abstützt, nicht in Frage.

Bezüglich der Beton-Tunnelwände ist noch zu bemerken, daß diese als Platten von 1,7 m Stützweite berechnet sind, die durch Erddruck, verstärkt durch die Verkehrslast der Straße, und durch Grundwasser-Seitendruck beansprucht werden. Die Platte hat eine entsprechende Bewehrung durch Rundeisen erhalten.

Es sei hier noch erwähnt, daß der Beton und Eisenbeton nicht nur für diese Dücker-Ueberbrückung, sondern überhaupt für alle Konstruktionen der Schnellbahn, d. h. für die gesamte Tunnelstrecke, die Ausbildung der Haltestellen usw. als ausschließlicher Baustoff verwendet worden ist, allerdings unter

ausgiebiger Verwendung von eisernen Walzträgern normalen Profiles, oder wo, wie in den Decken und Sohlen, an Höhe gespart werden soll, vielfach Differdinger Profiles.

Die Decken sind auf der freien Strecke durchweg, wie schon erwähnt wurde, als Stampfbeton-Kappen zwischen I-Trägern N.P. 55 von 1,5 m Abstand hergestellt und tragen in voller Breite des Tunnelprofiles von 6,9 m ohne Zwischenstütze frei. Die Kappen sind gestelzt und haben 25 cm Scheitelstärke. Die

Konstruktionshöhe der Decke einschließl. 1 cm starker, doppelter Asphaltiz-Isolierung und 8 cm starker Flachschicht als Schutz der Isolierung beträgt 0,75 m. Darüber liegen i. Allg. 0,8 m Ueberschüttung einschließl. Pflaster nebst dessen Unterbettung.

In den Bahnhöfen sind des guten Aussehens wegen und um an Lichthöhe zu gewinnen, die Decken als ebene Voutendecken ausgebildet, die in den Vorräumen kassettenartig gestaltet sind.

Die Wände sind in Stampfbeton hergestellt und besitzen nur 0,815 m Stärke, einschließl. doppelter bzw. unter Grundwasser dreifacher Asphaltiz-Dichtung und 10 cm Schutzschicht, sodaß also nur das knappe Maß von 0,7 m als tragend verbleibt. Die Sohlenstärke ist 0,55 m in der Mitte, 0,85 m am Rand. Es sind quer zur Tunnelrichtung oben und unten Bewehrungseisen (5 Stück 30 mm  $\varnothing$  auf 1 m) eingelegt. Unter dem tragenden Sohlenbeton ist zunächst eine 10 cm starke Schutzschicht, dann die Isolierung, dann eine untere 10 cm starke Schutzschicht angeordnet, die unmittelbar auf der Erde aufliegt.

Die Betonmischungen sind 1:5 für die Sohle, 1:8 für Wände und Decken. Die Schutzschichten sind in Sandmörtel 1:6 hergestellt.

Von dieser normalen Ausführung weichen u. a.

die Tunnelstrecken unter Spree und Landwehr-Kanal ab. Der 65 m lange unter dem Spreebett verlaufende Tunnel liegt mit seiner Decke rd. 5,5 m unter Hochwasser, mit Sohlen-Unterkante rd. 12 m. Seine Sohle hat daher einen sehr bedeutenden Druck auszuhalten und 1,1 m Stärke (ohne die Isolier- und Schutzschichten) und eine obere und untere Rundeisen-Bewehrung erhalten (oben 3  $\uparrow$  20 mm, unten 7  $\uparrow$  30 mm auf 1 m). Die Decke mußte so stark ausgebildet werden, daß sie auch bei etwaigem Versinken eines vollbeladenen Kahnens keinen Schaden leiden kann. Sie besteht aus überhöhten Stampfbetonkappen, die zwischen in 1,3 m Entfernung liegende, 0,65 m hohe genietete Träger gespannt sind. Darüber liegt dann Isolier- und Schutzschicht. Die ganze Konstruktionshöhe beträgt 0,93 m. Ueber den Tunnel ist dann noch eine 0,5 m starke Füllbeton-Schicht und darüber eine 0,8 m starke Schotterschicht gestreckt, die mit der zukünftigen Sohlenhöhe der Spree zusammen fällt. In die Wände sind genietete Stützen mit kräftiger unterer Eckversteifung unter jeden Deckenträger gestellt.

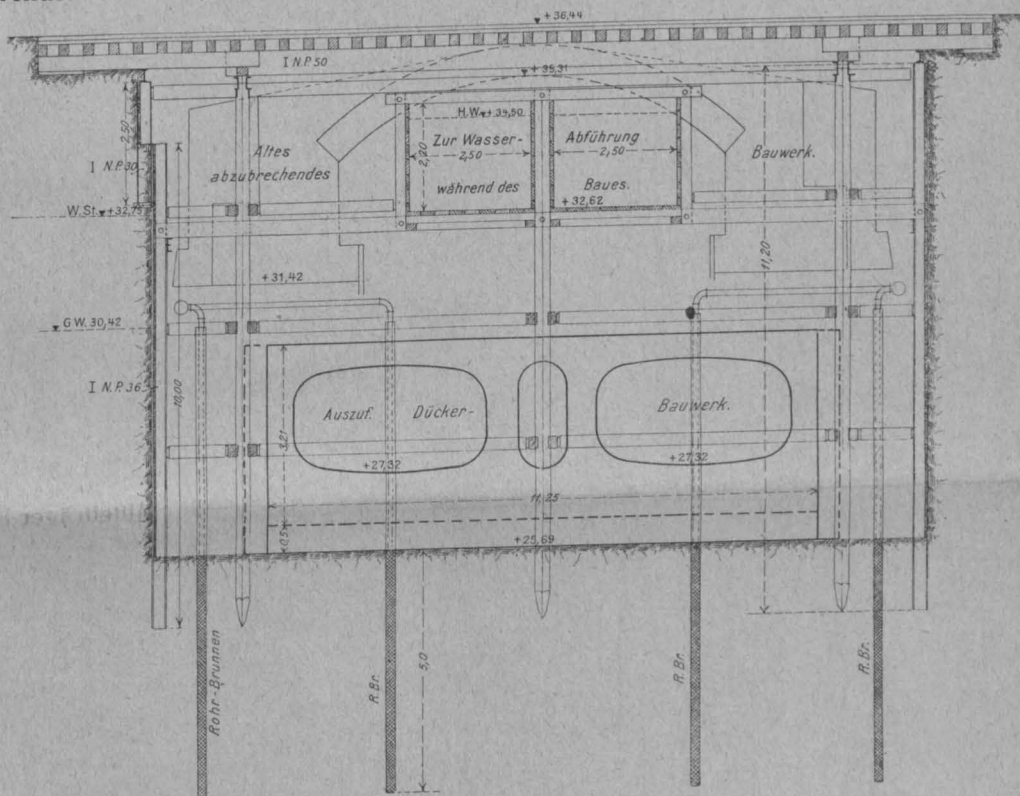


Abbildung 23. Querschnitt durch die Baugrube des Dückers.

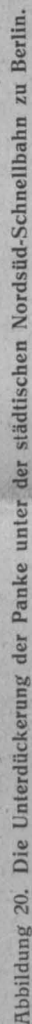
Der Beton der eigentlichen Konstruktion hat hier durchweg die Mischung 1:4 erhalten.

In der Achse des Tunnels überschreitet die Weidendammer-Brücke die Spree, die während des Bauens des Tunnels abgebrochen werden mußte, über ihm an alter Stelle aber wieder errichtet wird. Sie belastet ihn aber nicht, sondern es sind in der Achse der Pfeiler und Widerlager beiderseits des Tunnels mächtige Beton-Fundamente bis zur Tunnelsohle abgesenkt, auf welchen starke, genietete Kastenträger ruhen, die mit Beton gefüllt und umhüllt die Last der Pfeiler und Widerlager abfangen.

Die Ausführung des Dückers bot nach den im Anfang geschilderten örtlichen Verhältnissen besondere Schwierigkeiten und konnte nur stückweise erfolgen. Es war dabei auch Sorge zu tragen für die Erhaltung des Betriebes der verschiedenen Leitungen des städtischen Versorgungsnetzes, die während der Bauausführung an Notbrücken über der Baugrube aufzuhängen waren. Besonders unbequem waren die beiden die Baugrube kreuzenden eiförmigen Kanäle, für die Umleitungen zu schaffen waren. Die Wasser des Schönhauser-Grabens waren in abgedichteten Holzrinnen, die ebenfalls an der Baugru-



im Uebrigen mit wagrechten Bohlen zwischen eingrammten I-Trägern umschlossen wurde. Diese Träger wurden zunächst zwischen den Straßenbahn-

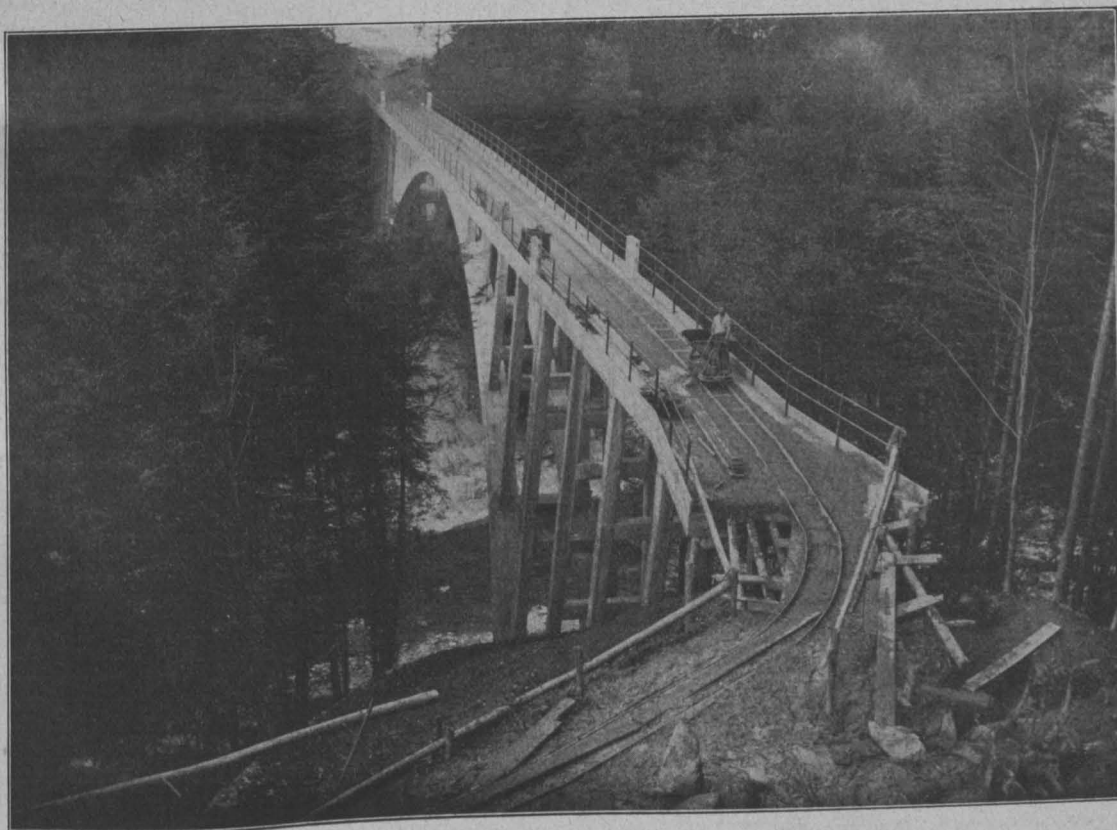
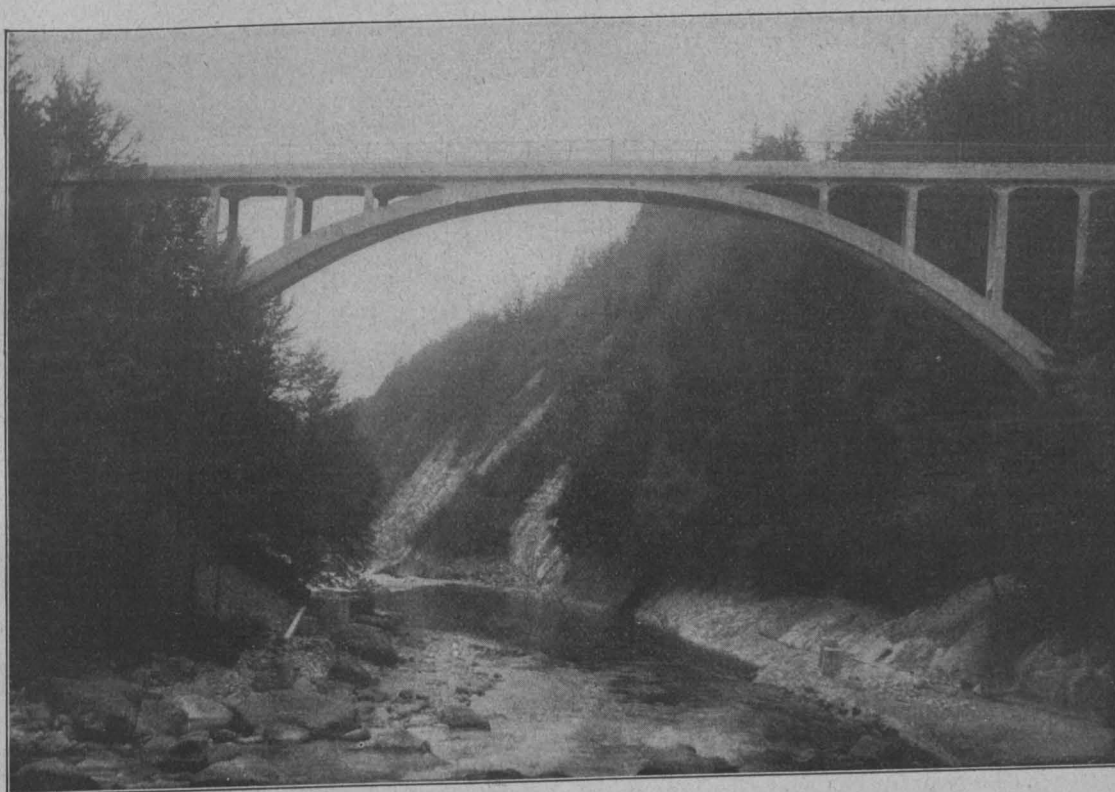


Zur Herstellung der Auskleidung des Grabens ober- und unterhalb des Dückers und der Ufermauern wurde das Gerinne durch Fangedämme geteilt.

sodaß diese Arbeiten dann halb und halb ausgeführt werden konnten.

Für die Grundwasser-Absenkung war zur Sicher-

heit eine zweistaffelige Anlage vorgesehen, die örtlichen Bodenverhältnisse, die unter der wasserführenden Schicht in nicht bedeutender Tiefe eine dichte Tonschicht zeigten, machten es jedoch möglich, städt. Versorgungsnetzes über diesen Decken bot dann keine besonderen Schwierigkeiten mehr. Zum Schluß waren die Rundpfähle, soweit diese nicht schon vorher entfernt werden mußten, und die



Eisenbeton-Bogenbrücke über die Sihl bei Scheeren (Schweiz). Ansicht und Aufsicht. (Vergl. Text in No. 16 d. J.).  
Aufnahmen von Photograph R. Bürgi in Nesslau, Kanton St. Gallen.

mit einer einzigen Brunnenstaffel eine Absenkung von 5,20<sup>m</sup> zu erreichen.

Die Herstellung des Bauwerkes in seinem oberen Teil, die Beseitigung der Brunnen- und Saugleitungen, die Ausführung der Decke über dem Ein- und Auslauf des Dückers, der Einbau der Rohrleitungen des

I-Eisen der Baugruben-Umschließung wieder herauszuziehen und die Straßenflächen wieder herzustellen.

Die Arbeiten sind nach etwa zweijähriger Bauzeit jetzt im wesentlichen vollendet (d. h. der Einbau des Tunnelkörpers ist, eben so wie die anschließende Strecke der Schnellbahn, noch nicht in Angriff ge-



nommen). Nur die Erd-, Absteifungs- und Ramm-Arbeiten sowie das Bohren der Brunnen waren an einen Unternehmer übertragen worden, während die Kanalisations-Bauverwaltung alle übrigen Arbeiten im Eigenbetrieb bewirkte. Die Kosten der Ausführung sind bei den besonderen Schwierigkeiten allerdings auch recht beträchtliche geworden und haben über 600 000 M. betragen.

Die Planungs- und Ausführungsarbeiten des Dückerbauwerks erfolgten unter Oberleitung des technischen Dezerenten der städt. Kanalisations-Deputation, Geh. Baurat Stadtbaurat Fr. Krause; die Aufstellung des Entwurfes wurde im Amte des Direktors der Berliner Kanalisation, Magistratsbaurat K. Meier

bewirkt, dem auch die Ausführung unterstand, und zwar durch den später auf dem Felde der Ehre gefallenen Reg.-Baumeister Streit. Die Bauausführung einschl. aller vorbereitenden Arbeiten war dem mit der Ausführung des technischen Ausbaues der Berliner Kanalisation (Straßen- und Hausanschluß-Leitungen) betrauten Magistratsbaurat Schnuhr und im Besonderen dem Stadtbaumeister Bendler übertragen. Die schwierige örtliche Bauleitung lag dem städt. Bausekretär Exner ob. Die spätere Ausführung des Schnellbahn-Tunnels erfolgt zusammen mit den übrigen Arbeiten dieses Bauloses durch das Bauamt der städt. Nordsüd-Schnellbahn, dem Magistratsbaurat Nitzsche vorsteht. — Fr. Eiselen.

## Das Technische Laboratorium der Tiefbauverwaltung Charlottenburg im Etatsjahr 1915.

Von Magistratsbaurat H. Schmidt.

**D**as dem Tiefbauamt III angegliederte technische Laboratorium der Tiefbauverwaltung der Stadt Charlottenburg hat im Etatsjahre 1915 außer einer großen Anzahl wissenschaftlicher Untersuchungen rd. 800 Prüfungen auf Antrag städtischer Bau- und Betriebsverwaltungen gegen 1094 im Vorjahre ausgeführt.

Für städtische Bauten benutzter Portlandzement bot zu Anständen keinen Anlaß. An einer Anzahl von Proben von lange gelagerten Portlandzementen war zu ermitteln, ob die Erhaltungsfähigkeit wesentlich zurückgegangen und welche Zusätze an frischem Portlandzement nötig seien, um die ursprüngliche Festigkeit des Zementes zu erreichen. Von 10 derartigen Proben genügten 4 in der Mahlfineheit den Normen nicht mehr. Auch ihre Festigkeiten lagen zum Teil unter den von den Lieferungsbedingungen der Tiefbauverwaltung geforderten Mindestfestigkeiten. Die normale Festigkeit wurde erst erreicht, wenn man auf 4 Teile des alten Zementes einen Teil frischen untermischte. Mehr frischen Zement beizugeben, etwa den dritten Teil oder die Hälfte vom gelagerten Zement, erwies sich nicht als wirtschaftlich, weil dadurch höhere Festigkeiten doch nicht erzielt werden konnten. Danach ist anzunehmen, daß durch das Lagern bei dem betreffenden Portlandzement etwa der vierte Teil nicht mehr erhärtungsfähig gewesen war.

Der Kalkgehalt von 5 Kalkmörtelproben erreichte in keinem Falle die vorgeschriebene Menge von 10,8 % Kalkhydrat für die wasserfreie Substanz, sondern höchstens 9 %, meist nur 8 %. Eine Probe mußte des zu geringen Kalkgehaltes wegen beanstandet werden.

Ein Fassadenputz zeigte außer dem vorgeschriebenen Kalkgehalt noch Hochofenschlacke; dieser Umstand, sowie die zweckmäßige grobe Körnung des verwendeten Sandes verliehen dem Putz hervorragende Eigenschaften in der Volumen-Beständigkeit und in der Erhaltungsfähigkeit. Mit 7,6 kg Druckfestigkeit nach 28 Tagen erreichte er eine Festigkeit, die doppelt so hoch ist, wie diejenige von gutem Kalkmörtel, und kommt Kalk-Traßmörtel fast gleich.

Aus den Sickerlöchern einer Brückentafel war das bituminöse Dichtungsmittel ausgelaufen. Es ergab sich, daß entgegen den Anforderungen die Masse nicht aus reinem Asphalt bestand, sondern aus einem Gemisch von Asphalt und Teer. Eine andere Dichtungsmasse, die ebenfalls zur Abdichtung einer Brücke diente, bestand aus einem Gemisch von 40 % Epuré und 60 % Steinkohlenteer. Solche Mischungen sind überall dort, wo sie im Sommer der Erwärmung ausgesetzt sind, unbrauchbar. Nur reiner Asphalt ist dort mit Erfolg anwendbar. Zur Abdichtung von Beton gegen Wasserdurchdringung mögen solche Mischungen unter der Erdoberfläche vielleicht gute Dienste leisten, weil die Temperatur sie dort wenig beeinflußt.

Eine zum Anstrich von Eisenbetondecken benutzte Fluatlösung hatte den vorgeschriebenen Gehalt an Magnesiumsilikofluorid. Ein Stufenbelag aus Karborundbeton enthielt gegenüber dem Angebot zu wenig Karborund. Ein Vorsatzbeton aus Muschelkalk enthielt 4 Teile eines Gemisches von 50 % Sand und Granit mit Kalkstein und weißem Marmor und 1 Teil Zement.

Drei verschiedene Sorten von grauen, tönernen Dachpfannen waren zwar sämtlich frostbeständig (ihre Sättigungskoeffizienten waren 0,677, 0,762 und 0,697), aber sehr verschieden dicht. Die beste Sorte hat nur 22,7 Volumenprozent Hohlräume, die schlechteste 32,3 Volumenprozent. In erstere drang das Wasser nur mit dem fünften Teil der Geschwindigkeit ein wie in letztere, was mittels aufgekiteter und mit Wasser angefüllter Röhren festgestellt wurde.

Auf einem Dache zeigten sich größere Schäden an den Dachziegeln (Biberschwänzen). Die Untersuchung

ergab, daß es sich um Frostschäden handelte. Die Steine waren mit 33—35 % Hohlräumen äußerst porös und hatten einen Sättigungskoeffizienten von 0,9, der geringe Beständigkeit gegenüber der Einwirkung des Frostes anzeigt.

Kunststeinfliesen aus Basaltkleinschlag-Beton zeigten wiederum ganz vorzügliche Beschaffenheit. Nur eine Sorte Fliesen besaß zu große Wasseraufnahme, nämlich 4,4 % statt höchstens 2,5 %. Ihr Dichtigkeitsgrad betrug nur 0,915 statt mindestens 0,925. Der Abschleifverlust und der Verlust bei der Einwirkung des Sandstrahl-Gebläses blieben indessen bei allen weit unter der zulässigen Höchstgrenze, sodaß die Platten in dieser Hinsicht den massiven Granitplatten kaum nachstehen.

Von 8 Granitproben entsprach eine wegen ihres hohen Gehaltes an Eisenkies nicht den Bedingungen, zumal die stark vorgeschrittene Verwitterung die Bruchflächen bereits mit gelbbraunem Eisenoxydhydrat durchsetzt hatte. Der Abschleifverlust schwankte zwischen 5 und 8 cc<sub>m</sub> auf 100 cc<sub>m</sub> und war bei dem erwähnten verwitterten Material am größten. An der unbearbeiteten Seite einiger sehr großer für Bahnhofstreppen gelieferter Stufen aus Granit zeigten sich gelbe Partien von erheblicher Ausdehnung: Der Feldspat und der Glimmer waren an diesen Stellen stark verwittert und das Gestein ziemlich mürbe. Pyrit war nicht vorhanden, und der Eisenoxydulgehalt dieser verwitterten Teile war mit 1,5 % gering. Auch in dem gesunden Teil des Granites war weder Pyrit noch mehr Eisenoxydul als zulässig — bis zu 2,8 % — festgestellt. Da bei dem gesunden Gestein durch optische Untersuchungen nur beim Feldspat geringe Trübung und schwache Aggregat-Polarisation festgestellt wurde, Anzeichen fortgeschrittener Verwitterung aber fehlten, konnten die gelben Partien nur der natürlichen Verwitterungsrinde, der sogenannten Schwarte angehören. Diese bildet sich im Laufe geologischer Zeiträume auch bei dem wetterbeständigen Granit. Der Granit wurde als genügend wetterbeständig begutachtet, allerdings mit dem Hinweis, daß er infolge seiner grobkörnigen Struktur etwas weniger kompakt, also den Witterungseinflüssen gegenüber insofern von gewissem Nachteil sei, als die größeren Feldspatkristalle durch Frost und Sonnenbestrahlung leichter rissig und der Zerstörung zugänglich waren.

An einem Kalkstein war festzustellen, ob es sich um Muschelkalk handelte und wie groß sein Raumgewicht und seine Poren wären. Das Raumgewicht betrug 2,32, das spezifische Gewicht 2,643, der Dichtigkeitsgrad 0,878. Dementsprechend betrug die im Vakuum ermittelte Wasseraufnahme 12,2 Volumenprozent, d. h. 100 cc<sub>m</sub> Gestein nahmen 12,2 cc<sub>m</sub> Wasser auf. Im Dünnschliff waren die Muscheln deutlich zu sehen.

Mehrere Sorten Dachschiefer waren auf ihre Güte und Wetterbeständigkeit zu prüfen. Der Gehalt an kohlensaurem Kalk betrug in einem Falle 3,6 %, sonst 0 %; der Pyritgehalt schwankte zwischen 0,08 und 3,8 %. Sämtliche Proben waren kälte- und hitzebeständig. Zur Verwendung wurde diejenige Sorte empfohlen, die höchsten Glimmergehalt bei nur geringem Pyritgehalt und eine glänzende homogene glatte Oberfläche besaß.

Um die Quellsfähigkeit der verschiedenen Stampfasphalte kennen zu lernen, wurden größere Versuche angestellt, deren Ergebnisse aus nachstehender Tabelle zu sehen sind. Die Asphalte 1—9 entstammen verschiedenen Gruben und sind zugleich Vertreter der bekannten Asphaltfundstätten.

Eine Probe eines aufgebrochenen Stampfasphaltes unterschied sich im Bitumengehalt von dem frisch gemahlten Asphaltkalkstein nicht. Der Tropfpunkt des Bitumens lag aber um 3° höher, ein Befund, der die früheren

Asphalt Nr.	Mittlerer Gehalt an Ton %	Raum- Gewicht gestampft	Vakuum-Was- seraufnahme		in 28 Tagen	
			in Gew. %	in Vol. %	Gesamt- Quellung	Quellung von 100 ccm
1	1-2	2,220	5,2	11,0	6,9	1,92
2	1,1	1,800	11,6	20,8	7,8	2,20
3	2	1,950	8,8	17,1	9,0	2,52
4	2	1,750	13,9	24,4	2,3	0,64
5	2	1,810	10,8	19,6	4,3	1,20
6	2-3	1,695	16,7	28,2	17,1	4,80
7	3	1,770	12,9	22,9	6,8	1,90
8	3,9	1,830	10,8	19,8	17,5	4,84
9	4,9	1,820	10,7	19,3	51,8	14,30

bestätigt, daß nämlich der Tropfpunkt des Bitumens durch langes Lagern des Stampfasphaltes erhöht wird. In einem anderen Falle besaß ein Gußasphalt ein mit 149° ganz ausnahmsweise hochtropfendes Bitumen, bei gewöhnlicher Temperatur war es dementsprechend sehr spröde und glashart. Dieser Umstand erklärt zur Genüge das schnelle und völlige Zermürben des betreffenden Guß-Asphaltes an seiner Verwendungsstelle auf einer Brücke. Die ungünstigen Eigenschaften des Bitumens lassen sich mit ziemlicher Sicherheit darauf zurückführen, daß es vor seiner Verwendung zu stark erhitzt worden ist.

Neben asphaltischen Oelen und einer Anzahl von Petrolrückständen waren besonders im Anfang d. J. 1915 zahlreiche Teere, Peche und Teerstoffe daraufhin zu untersuchen, ob sie sich zur Oberflächen- bezw. Innenteerung eigneten. Das war nicht immer der Fall, insofern bei einzelnen Proben zuviel leichtsiedende Oele und Giftstoffe nachgewiesen wurden. Von Interesse dürften die Ergebnisse der Untersuchung zweier Proben von Teerschotter sein, der ein Jahr als Chaussee- rung der Witterung und dem Verkehr ausgesetzt war. Die benutzten Teerstoffe waren vor dem Einbau hier untersucht worden. Es stellte sich heraus, daß bei dem einen Teerstoff 9,1 % der gesamten von 230-360° siedenden Teeröle verschwunden waren, bei dem anderen war genau die frühere Oelmenge noch vorhanden und hatte keine Veränderungen erlitten. Da nun die Teerpräparate sämtlich an der Luft an Oel verlieren und sich dadurch verändern, ist zu schließen, daß die erste Schotterung weniger dicht war als die zweite, denn nur in jener hatte sich das Teerpräparat verändert. Dieser Schluß wird durch den Augenschein bestätigt, denn der erste Teerschotter bestand nur aus groben Basaltstücken ohne jeden die Hohlräume ausfüllenden Splitt. Aus diesem Grunde gelang es auch bei dem ersten Schotter durch bloßes Erhitzen den Teerstoff zum Auslaufen zu bringen, während die zweite Schotterprobe allen Teerstoff festhielt. Ueber sonstige den Teer betreffende umfangreiche Arbeiten unterrichtet ein Bericht des Hrn. Stadtbaurates Bredtschneider „Neues vom Teer und seinen Erzeugnissen“ im Techn. Gemeindeblatt Nr. 7/8 d. J. 1915.

Im Verfolg der Studien über Holzpflaster war die Frage zu entscheiden, ob abgelagerte durch und durch imprägnierte Pflasterklötze ein anderes Verhalten zeigen,

als in gleicher Weise frisch imprägnierte. Diese haben, was natürlich erscheint, weniger Hohlräume, da das in ihnen enthaltene Oel noch nicht Zeit gefunden hat, herauszutreten und zu verdunsten. Dementsprechend ist bei ihnen die Wasseraufnahme und die Volumenveränderung durch Quellung geringer. Die Druckfestigkeit wird, was frühere Versuche bereits gezeigt haben, durch die Imprägnierung herabgesetzt.

Eine Fugenvergußmasse für Holzpflaster mußte wegen zu großer Sprödigkeit infolge zu hoch liegenden Erstarrungspunktes beanstandet werden. Eine Tonrohr-Ausgußmasse enthielt zu geringe Mengen an giftig wirkendem Phenol und Kresol. Ein Gehalt dieser Gifte von mindestens 2,5 Gewichtsprozent ist nach hiesiger Beobachtung notwendig, damit die Masse dem Durchwachsen von Baumwurzeln widerstehen kann.

Zum Anstreichen von Eisenkonstruktionen und Putzflächen angebotene 6 verschiedene Farben, bestanden aus einem trockenen Gemisch von Kalkhydrat und kohlensaurem Kalk-Pulver mit Kasein. Der verschiedene Farbton war durch Zusatz geringer Mengen Röteln und Ultramarin herbeigeführt. Das Festwerden der mit Wasser in Oelfarbenkonsistenz angemachten Farbpulver beruht auf dem Umstand, daß Kasein mit Kalkhydrat eine in Wasser unlösliche hartwerdende Verbindung eingeht. Dennoch sind die Farben nicht genügend widerstandsfähig gegen Feuchtigkeit. Sie konnten daher nur für Innenräume der Gebäude empfohlen werden.

Ein als Eisenglasur bezeichneter Schutzanstrich für eiserne Warmwasserbehälter bestand aus einer Auflösung von Schellack in Spiritus; in 80° warmem Wasser hielt sich der Anstrich gut, nicht aber in 100° warmem Wasser; die auf verzinktem Eisenblech aufgetrichene Glasur sprang beim Verbiegen des Bleches leicht ab, eignet sich daher für Warmwasserbehälter nicht.

Die Mennigeproben waren im allgemeinen weniger rein als früher; der Gehalt an Bleisuperoxyd betrug durchschnittlich 15,5 %, entsprechend 51 % Mennige, während 25 % Bleisuperoxyd entsprechend 83 % Mennige gefordert werden. Von den 1914/15 aufgeführten rd. 800 Untersuchungen entfielen auf:

Wasser . . . . .	237	Stahldrahtseile . . . . .	6
Abwasser und Schlamm . . . . .	66	Kabelzerstörungen . . . . .	2
Bodenproben . . . . .	62	Metall und Legierungen . . . . .	3
Stampfasphalt . . . . .	15	Farben, Firnis, Lack . . . . .	21
Gußasphalt . . . . .	2	Terpentinöl, Rüböl, Spi- ritus . . . . .	4
Asphaltisches Bitumen und Oel . . . . .	14	Transformatoröl . . . . .	4
Teerstoff f. d. Straßenbau . . . . .	91	Maschinenöle und Fette . . . . .	26
Teeröl . . . . .	10	Heizwertbestimmungen an Kohle . . . . .	2
Dichtungs- u. Ausgußmasse . . . . .	15	Mehl . . . . .	5
Dachpappe . . . . .	1	Verschiedene Nahrungs- mittel . . . . .	5
Kies und Sand . . . . .	86	Automobil-Betriebsstoffe . . . . .	2
Zement . . . . .	39	Gummi . . . . .	4
Beton . . . . .	7	Seile aus Hanf und dergl. . . . .	4
Putz- und Kalkmörtel . . . . .	8	Chemikalien . . . . .	4
Ziegel und Chamotte . . . . .	6	Verschiedenes . . . . .	37
Natürliche Bausteine . . . . .	8		
Straßenschilder . . . . .	3		

## Schiffsgefäße aus Eisenbeton.

**E**ine vor kurzem in der Tagespresse mitgeteilte Nachricht, daß es dem norwegischen Ingenieur Nikolaus Fogner gelungen sei, eine größere Gesellschaft in Moss zu gründen\*), die es sich zur Aufgabe gemacht hat, im Großen Schiffsgefäße aus Eisenbeton herzustellen, weckt von neuem das Interesse an dieser Frage, die auch in der „Deutschen Bauzeitung“ schon wiederholt behandelt worden ist, und von mancher Seite wurden daran hochgespannte Erwartungen geknüpft, denen gegenüber jedenfalls Vorsicht geboten erscheint. Ueber die betontechnische Seite der Frage sowie über die Geschichte des Schiffbaues aus Eisenbeton bringt Otto F. Fischer in der „Technisk Tidsskrift“ vom 16. Oktober 1916, S. 375 einen interessanten Aufsatz, dem wir nachfolgende Ausführungen entnehmen.

Seitdem auf der Weltausstellung in Paris im Jahre 1887 das Boot von Lambot Aufsehen erregt hatte, sind bereits von verschiedenen Seiten eine große Anzahl von Beton-Fahrzeugen der mannigfaltigsten Konstruktionen gebaut worden. Im Jahre 1887 bauten die Gebr. Picha Stevens in Gent ein kleines zierliches Ruderboot „Zeemeeuw“, das etwas größer war als das in Paris gezeigte Lambot'sche, und das sich noch heute in tadellosem Zustand im Gebrauch befindet. Im Jahre 1896 baute Carlo Gabellini ein Ruderboot für 5 Personen, das ebenfalls noch gebrauchsfähig ist, und legte damit den Grund zu der bekannten

Fabrik in Italien, welche heute sehr leistungsfähig ist (Società cemento armato è retinato Gabellino in Rom, mit Niederlassungen in verschiedenen italienischen Städten, in Marseille und in Amerika). Diese Firma baute zuerst Pontons und zwar im Jahre 1896 zwei Stück von 18 m Länge für ein Bootshaus in Rom, im Jahre 1900 60 Stück 13,43 m für die Brücke über den Po in Pavia. Sodann wurde der Bau von Prähmen begonnen, die für den Tiber bestimmt waren und 25 · 3 · 1 m maßen, 1902 „Ettore“ mit 50 t, 1904 acht Prähme mit 60 t für Sardinien, schließlich wurde der Bau von größeren Booten in Angriff genommen, und zwar im Jahre 1905 ein Frachtboot „Liguria“ für Kohle und Tabak von 150 t, sowie eine größere Anzahl von Booten für das Arsenal der italienischen Marine in Spezia und einige kleinere Motorboote.

In Deutschland hat Ingenieur B. Nast in Frankfurt a. Main i. J. 1909 ein 200 t-Boot von 42 · 6,3 m in der Form eines gewöhnlichen Schiffes gebaut. In Pommern baute die Zementfabrik „Meteor“ Prähme aus bewehrtem Beton. In Mannheim ließ Stadtbaurat Perrey einige bemerkenswerte Ponton-Konstruktionen ausführen, darunter diejenigen für die dortige Badeanstalt. In England entfalteten die Cubbit Concrete Construction Co. und die Yorkshire Hennebique Contracting Co., in Frankreich Grandier & Singlar, in Amerika u. a. Daniel B. Banks und J. L. Weller eine wirksame Tätigkeit im Bau von Fahrzeugen aus bewehrtem Beton. In Holland waren es die Firma Stulemayer & Co. und das Zementwerk Wittenburg, die sich

\*) Vergl. die kurzen Ausführungen „Mitteilungen“ 1916 No. 20.



mit dem Bau von Schiffsgeläßen aus bewehrtem Beton befaßten. Die größten Boote wurden bisher in Amerika ausgeführt, wo u. a. eine A.-G. in San Francisco i. J. 1911 mit einem Aktienkapital von 150 000 Dollar mit dem Bau eines 526<sup>t</sup>-Bootes von 30,5 · 9,15 m ihre Fabrikation begannen; später sollen dann dort Boote von 1000<sup>t</sup> und darüber gebaut worden sein.

Was die technischen Eigenschaften der Eisenbeton-Fahrzeuge anbetrifft, so haben sie, ebenso wie bei anderen Betonkonstruktionen vor solchen aus Eisen und Holz voraus, daß sie viel geringere Unterhaltungskosten erfordern und feuersicher sind. Bei den Unterhaltungskosten der Schiffskörper aus Eisenbeton ist nicht nur der schädigende Einfluß des Wassers und der Witterung in Betracht zu ziehen, unter denen ein entsprechend hergestellter Beton ja nur wenig zu leiden hat, sondern vor allem auch die Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gegen Stöße, sowie die Notwendigkeit den Schiffsrumpf im Dock von den anhaftenden Tieren und Pflanzen zu reinigen, um den Reibungswiderstand zu vermindern.

Die Widerstandsfähigkeit eines Schiffsrumpfes aus Eisenbeton gegen Stoß ist größer als bei einem solchen aus Eisen und Holz und durch engmaschige Eiseneinlagen (Gabellini wendet z. B. ein feines Drahtgewebe von 5–10 cm Maschenweite, das auf einem zweiten Netz befestigt ist, als Einlage an) erhält der Beton die erforderlichen elastischen Eigenschaften. Durch Beobachtungen ist ferner festgestellt, daß selbst, wenn der Schiffsrumpf durch einen heftigen Anprall an einer Stelle zertrümmert wird, das Leck nicht so gefährlich wird wie bei Eisen- oder Holzbooten. Denn das zertrümmerte Betonmaterial wird durch den Wasserdruck gegen das Eisengewebe gepreßt und bewirkt, daß das Leck sich eher verstopft und in gewissem Grade selbst dichtet, im Gegensatz zu einem Leck in einer Holz- und Eisenwand, wo die Wucht des einströmenden Wassers das Leck oftmals noch vergrößert. Weiter können leichtere Schäden an Betonbooten mit verhältnismäßig geringer Mühe während der Fahrt ausgebessert werden, ohne daß man in Dock gehen muß, indem man von innen eine „Bandage“ von schnell bindendem Beton auflegt und mit einem Holzverschlag an Ort und Stelle festhält, während man von außen einen Persenning über die beschädigte Stelle legt. Wie lange ein derartiger Notbehelf vorhält und wann eine gründliche Ausbesserung im Dock notwendig wird,

### Tote.

Eduard Züblin †. In Zürich, wo er nach scheinbar überstandener langer und schwerer Krankheit Erholung suchte, ist der Ingenieur Ed. Züblin, Straßburg i. E., Begründer und bisheriger Hauptinhaber der Eisenbeton-Firma Ed. Züblin & Cie. im 67. Lebensjahr gestorben. Er gehört zu den Ingenieuren, denen die Entwicklung der Eisenbeton-Bauweise in Deutschland seit 1900 nicht nur Förderung durch zahlreiche mustergiltige Ausführungen, sondern auch durch Neuerungen auf konstruktivem Gebiet, Ausbildung neuer Baumethoden usw. verdankt.

In Castellamare bei Neapel geboren, wandte sich Züblin ursprünglich dem Maschinenbau auf, zu, trat dann aber durch Zufall in nähere Beziehung zur Bauindustrie und gründete in den 90er Jahren v. Jahrh. in Neapel ein selbstständiges Baugeschäft. Die Eisenbeton-Bauweise in der Form, wie sie ihr der französische Ingenieur und Unternehmer Hennebique gegeben hatte, zog dann seine Aufmerksamkeit auf sich, er erkannte bald ihre reiche Entwicklungsmöglichkeit und übernahm i. J. 1898 die Vertretung dieses Systemes für Elsaß-Lothringen. Er blieb dabei aber nicht stehen, sondern ging bald eigene Wege. Besondere Verdienste hat er sich in der Einführung der Bauweise mit Eisenbeton-Rammpfählen in Deutschland erworben, der er durch umfangreiche Ausführungen (z. B. Bahnhof in Metz, vergl. Deutsch. Bztg. 1906 S. 398 ff., beim Hamburger Bahnhof in Gemeinschaft mit Deimling, bei Speicherbauten im Hafen von Triest usw.), durch zweckmäßige Ausbildung des Eisengerippes und der Spitze der Pfähle, sowie durch den Nachweis, daß sich die Pfähle auch in liegender Stellung, also in sehr viel wirtschaftlicher Weise als bei den ersten Ausführungen ohne nachteilige Festigkeitsverluste einformen ließen, ein weites Anwendungsgebiet eröffnete. Weiter wendete er dem Silobau seine Aufmerksamkeit zu und darf namentlich hinsichtlich des Baues von Getreide-Silos für sich den Anspruch erheben, durch seine zweckentsprechenden Ausführungen zur Ueberwindung des anfänglichen Mißtrauens gegen die Anwendung der Eisenbeton-Bauweise auf diesem Gebiet in hohem Maße mitgewirkt zu haben (vergl. u. a. Mitteilungen Jahrg. 1905). Ein besonders von seiner Firma gepflegter Zweig des Bauwesens war die Anlage von Fabrikbauten für die Textil-Industrie. Hier sind es namentlich weitgespannte,

ist natürlich eine Frage des besonderen Falles. Doch zeigt das erstaunlich gute Verhalten von Prähmen und Pontons bezüglich ihrer Widerstandsfähigkeit gegen Stoß (die Pontons der Brücke über den Po sind nunmehr 16 Jahre, diejenigen des Bootshauses in Rom 19 Jahre in Benutzung), daß selbst seegehende Fahrzeuge wohl auf offener See ein Leck auf die angegebene Weise zu verstopfen vermögen.

Der Beton wird ferner von Bakterien und Insekten nicht angegriffen und zwar hat die Erfahrung gelehrt, daß dies umso weniger geschieht, je reiner und glatter die Oberfläche des Betons ist; es ist daher darauf zu sehen, daß die Schiffswand so rein als möglich von anhaftenden Tieren und Pflanzen zu halten ist. Derart rein gehaltene Prähme mußten z. B. noch niemals während langer Zeit gedockt werden. Interessante Erfahrungen in dieser Hinsicht hat Walter Stroß in „Schwimmkörper aus Eisenbeton“ veröffentlicht.

Eine weitere Frage ist die der Wasserdichtigkeit, die bei Eisenbetonbauten ebenfalls zur Zufriedenheit zu lösen ist. Verfasser macht darauf aufmerksam, daß man, um größtmögliche Wasserdichtigkeit zu erlangen, das Haupt-Augenmerk aber mehr auf die Verwendung von nur bestem Betonmaterial richten sollte, als darauf, durch Oberflächen-Behandlung mit gewissen anderen Materialien die Wasserdichtigkeit erzielen zu wollen.

Ein Nachteil, nämlich das bedeutende Eigengewicht, darf jedoch nicht außer Acht gelassen werden. Falls ein Boot aus Eisenbeton die gleiche Ladefähigkeit haben soll wie ein solches aus Eisen oder Holz, so muß sein Rauminhalt erheblich größer sein, was dann meist auch einen größeren Tiefgang zur Folge hat. Die Frage der Verwendbarkeit des Eisenbetons zum Schiffsbau steht und fällt daher mit der mehr oder minder günstigen Lösung der Frage des Eigengewichtes. Für Prähme und Pontons fällt das übrigens nicht so sehr ins Gewicht wie bei Transportfahrzeugen, auch heben sich bei ersteren diese Nachteile wieder auf durch die größere Stabilität. Im Uebrigen hat man der Frage von Anfang an die größte Aufmerksamkeit zugewendet und hat in ihrer Lösung Fortschritte gemacht. Gabellini's erste Boote hatten z. B. doppelte Wände, die heute jedoch als überflüssig nicht mehr ausgeführt werden. Die ersten Schiffsgeläße baute man ferner mit Wandstärken von 8 bis 10 cm, während man heute schon mit 3 cm auskommt. —

Dr. E. Aulmann in Düsseldorf-Oberkassel.

widerstandsfähige und doch leichte Deckenkonstruktionen, die von ihm eine besondere Ausbildung erfahren haben. Ein Gebiet, das ihn dann wieder seinem früheren Beruf des Maschinenbauers näher brachte, war die Ausführung von Erzbunkern seit 1908, für die er eine bisher fehlende zweckmäßigere Verschuß-Vorrichtung erfand, die sich im In- und Ausland weite Verbreitung erwarb.

Auch der Brückenbau in Eisenbeton ist von der Firma frühzeitig gepflegt worden und auch hier ist sie mit eigenartigen Lösungen hervorgetreten. So zeigt die an sich nur mäßig weit gespannte Brücke von Peltoncourt (Mitteilungen Jahrg. 1905, S. 65) wohl als erste die Form des über der Fahrbahn liegenden Eisenbeton-Bogens mit Zugband (hier allerdings nur in halber Höhe, also nur einen Teil des Schubes aufnehmend). Das bedeutendste Werk der Firma auf diesem Gebiet, für die sie auch den Entwurf aufgestellt hat, ist die Langwieser Talbrücke im Zuge der elektrischen Bahn Chur-Arosa in der Schweiz, die bei 70 m Höhe über der Talsohle eine Hauptspannung von 100 m besitzt, gebildet von 2 parabolischen, gegeneinander versteiften Bogenrippen (Vergl. Dtsch. Bztg. Jahrg. 1915, S. 125 ff. u. Mitteil. Jahrg. 1916, Nr. 18). Alle diese Bauten zeichnen sich durch eine weitgehende Sorgfalt der konstruktiven Durchbildung bis in die Einzelheiten aus, wie sich denn Züblin auch stets nicht nur als der Unternehmer, sondern zugleich als der beratende Ingenieur gefühlt hat.

In den letzten Jahren ist die technische Leitung des sich immer weiter ausbreitenden Unternehmens, dem Zweigniederlassungen in Kehl a. Rh., Duisburg, Stuttgart angegliedert wurden, wohl mehr und mehr in die Hände jüngerer Kräfte, vor allem des früheren Obergeringieurs, späteren Schwiegersohnes und Teilhabers Dr.-Ing. Schürch übergegangen. Nach dem Kriege wollte sich Züblin vollkommen von den Geschäften zurückziehen. Er hat sich der wohlverdienten Muße nach einem arbeitsvollen Leben nicht mehr erfreuen sollen. —

Fr. E.

Inhalt: Die Unterdeckung der Panke unter der städtischen Nord-Süd-Schnellbahn zu Berlin. (Schluß.) — Das Technische Laboratorium der Tiefbauverwaltung Charlottenburg im Etatsjahr 1915. — Schiffsgeläße aus Eisenbeton. — Tote. — Abbildungen: Eisenbeton-Bogen-Brücke über die Sihl bei Schieren (Schweiz).

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Elselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

NO 24.

XIII. Jahrgang 1916.

### Neuere Beispiele von Talsperren in aufgelöster Bauweise.

**U**m an den gewaltigen Mauer Massen und damit an den Kosten zu sparen, die bei den Talsperren erforderlich werden, die dem Wasserdruck lediglich als Stützmauern ihr Eigengewicht entgegen stellen, hat man bisher in der Hauptsache zwei Wege eingeschlagen: Die Ausbildung der Mauer als ein wagrecht liegendes, zwischen die Talhänge gespanntes Gewölbe und die Auflösung des massigen Körpers durch Gliederung. Diese kann erfolgen durch Einschaltung von Hohlräumen, durch Zerlegung in einzelne mit billigen Füllstoffen angefüllte Kammern, Ausführungsweisen, die bisher über Vorschläge nicht hinausgekommen sind, oder durch Auflösung in einzelne Pfeiler, zwischen die sich an der Wasserseite ebene Platten oder gewölbte Kappen spannen, eine Bauweise, die in Amerika zunächst für Stauwehre angewendet, bereits auch für Talsperren weitere Verbreitung gefunden hat.

Eine gewisse Krümmung im Grundriß, also Bogenform, zeigen zwar unsere deutschen Talsperren jetzt stets, aber diese Krümmung wird, wenn sie auch zweifellos zur Erhöhung der Standsicherheit beiträgt, bei der statischen Untersuchung nicht berücksichtigt, man verfolgt mit dieser Formgebung vielmehr lediglich den Zweck, Rißbildung unter dem Einfluß des Schwindens, der Temperatur-Unterschiede und der wechselnden Belastungen hintan zu halten, ein Ziel, das erfahrungsgemäß auch i. Allgem. erreicht wird. In Amerika sind die großen Staumauern dagegen vielfach im Grundriß ganz geradlinig gestaltet und erhalten dann in gewissen Abständen besonders gedichtete Ausdehnungsfugen. Andererseits hat man aber auch gerade in Amerika mehrfach Bogen-Talsperren im eigentlichen Sinn gebaut, mit scharfer Krümmung im Grundriß, bei denen die Bogenwirkung auch bei der statischen Untersuchung berücksichtigt und als Querschnitt vermindern in Rechnung gestellt wird. Bedingung ist dabei allerdings eine nicht allzu große Breite des abzuschließenden Tales — sowohl aus statischen Gründen, wie solchen der

Kosten, da die Massenersparnis im Querschnitt durch die größere Länge der gekrümmten Mauer schließlich wieder aufgehoben wird — und vor allem das Vorhandensein durchaus fester Widerlager an den Talwänden, zwischen die sich die Mauer spannt. Voll zum Ausdruck kann diese Bogenwirkung allerdings nur in dem oberen Teil der Sperrmauern kommen, der sich elastisch, den auf ihn wirkenden Kräften entsprechend, bewegen kann, während diese Wirkung nach der Sohle zu, die mit dem Untergrund fest verbunden ist, mehr und mehr abnimmt.

Eines der bedeutendsten Beispiele dieser Art ist die Shoshone-Talsperre zur Wasserversorgung der Stadt Cody, die zu den höchsten bisher überhaupt ausgeführten Sperrmauern gehört. Sie spannt sich zwischen die Granitwände einer engen Schlucht, besitzt 61 m Kronenlänge, 45 m Krümmungshalbmesser, 74,7 m Höhe über Talsohle und eine Höhe von fast 100 m an der tiefsten Stelle bis zur festen Felssohle. Von 3 m Kronenbreite nimmt der trapezförmige Querschnitt in Höhe der Fußsohle auf 21 m zu und behält diese Stärke im Fundament bei. Das Mauerwerk besteht aus sog. Zyklopen-Beton (mit in Betonmasse eingebetteten größeren, unregelmäßig geformten Steinen).

Klarer tritt das Bogen-Prinzip noch bei einer Reihe von Beton-Staumauern in Neu-Süd-wales zu Tage, bei denen die untere Mauerstärke noch weiter herabgesetzt ist.

Eine ganz besonders eigenartig ausgebildete Bogen-Mauer zeigt die Talsperre in Six-Mile-Creek bei Ithaca, N. Y., bei welcher auch der Fuß eine Ausbildung erhalten hat, die eine größere Bewegungsfreiheit sichert. Aus dieser Rücksicht und aus der Absicht, das Hochwasser frei über die Mauer abstürzen zu lassen, ohne daß es auf ihren Fuß aufschlagen und hier schädlich wirken kann, ergab sich die auch in der Lotrechten gekrümmte Form der Mauer. Wir hatten in unseren „Mitteilungen“ Jahrg. 1904, S. 57, über diese Talsperre bereits einige nähere Angaben gemacht und führen in Abbildung 1 und 2 a. f. S. hier noch einmal Querschnitt und äußere Erscheinung vor.

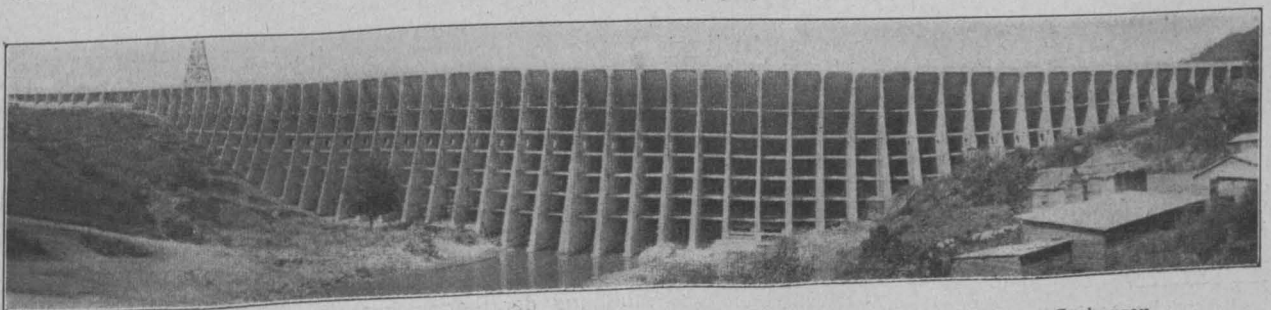


Abbildung 3. Luftseitige Ansicht der Eisenbeton-Guayabal-Talsperre auf Porto-Rico. System Ambursen.



Diese Konstruktion bildet den Uebergang zu den eigentlichen Eisenbeton-Bogen-sperren, bei denen die Bogenwirkung infolge der höheren elastischen Eigenschaften noch vollkommener ausgenutzt, die Querschnitts-Verringerung noch weiter getrieben werden kann. Ein durchgearbeiteter Entwurf für eine solche Talsperre ist s. Zt. von Prof. Mörsch für Amden, Kanton St. Gallen, für eine Stauhöhe von 20 m



genannten Quelle gemachten Angaben höchstens noch 2—3 M., so daß also die Gesamtkosten sich auf etwa 75 M./cbm Beton stellen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Herstellung im Eigenbetrieb erfolgte und im Verhältnis zur Maueremasse bedeutende Ausschachtungen für die Gründung zu machen waren.

Häufiger noch als ausgesprochene Bogensperren sind die ausgeführten Bei-

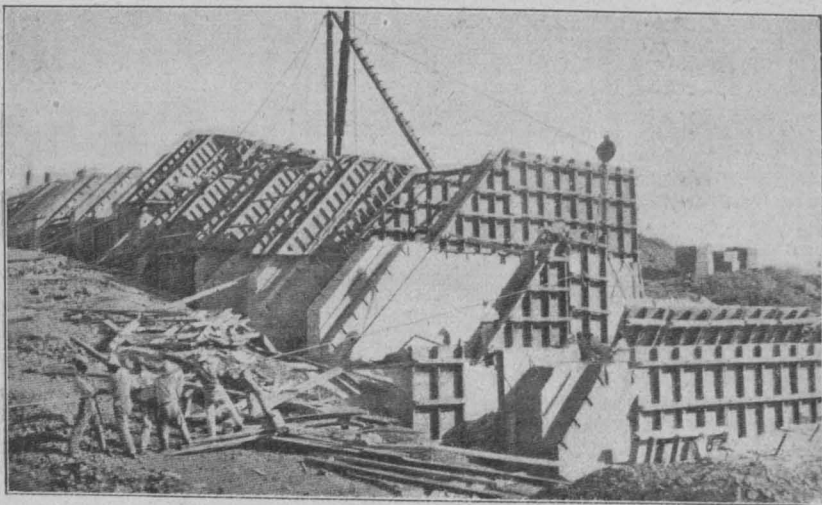


Abbildung 7. Einformung der Pfeiler der Guayabal-Talsperre auf Porto-Rico. System Ambursen.

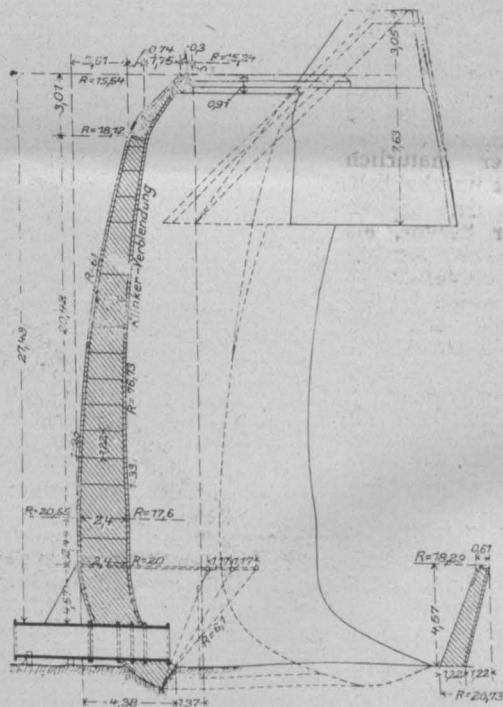
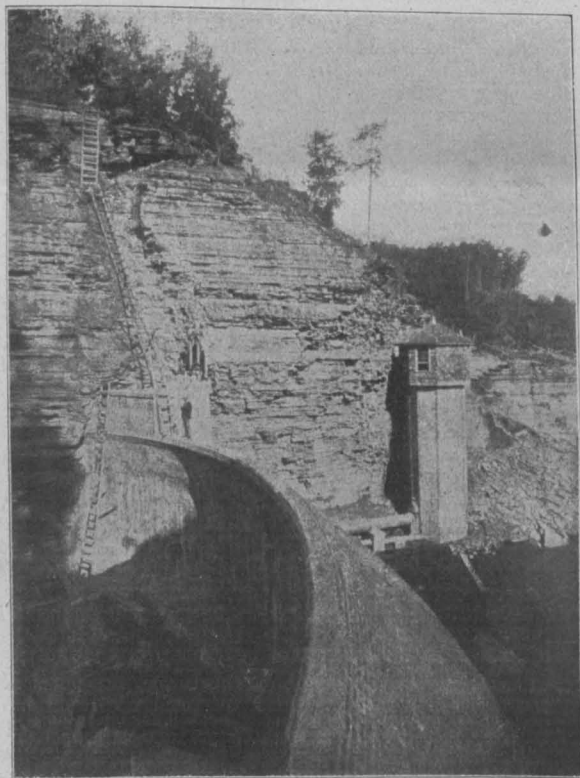


Abbildung 1 und 2.  
Blick auf die Sperre und Querschnitt.

Abbildung 1 und 2. Bogen-Talsperre im Six-Mile-Creek bei Ithaka (N. Y.).

Ein amerikanisches, 1910/11 ausgeführtes Beispiel bildet eine bis zur Fundamenthöhe gerechnet rd. 19 m hohe Bogen-Staumauer bei Cheyenne<sup>1)</sup>, Wyoming, die eine Talbreite von 36,5 m (in Kronenhöhe) mit einem Bogen von 23,5 m Halbmesser abschließt. Sie wurde als reine Bogensperre nach der bekannten Formel: Normalspannung = Wasserdruck  $\times$  Gewölbe-Halbmesser: Ge-

spiele von Eisenbeton - Talsperren in der aufgelösten Bauweise mit zwischen einzelne Pfeiler gespannten Platten oder gewölbten Kappen an der Wasserseite. Sie zeichnen sich vor den Vollmauern durch statische Klarheit aus und gestatten, während in den ersten der Baustoff nur in sehr unvollkommener Weise ausgenutzt werden kann, eine weit höhergehende Beanspruchung und eine dementsprechende sparsame Konstruktion bei völliger Aufrechterhaltung der Standsicherheit, wenn durch entsprechende Neigung der Platten und Kappen die lotrechte Seitenkraft des Wasserdruckes selbst zur Erhöhung der Standsicherheit mit herangezogen werden kann. Sie lassen sich leicht so ausbilden, daß die Mittel-

<sup>1)</sup> Vergl. Engineering Record Bd. 69, Jahrg. 1913 Nr. 3, S. 149.

kraft für alle Belastungsfälle nur wenig von der Querschnittsmitte abweicht, sodaß eine ziemlich gleichmäßige Belastung des Baustoffes in allen Teilen eintritt, und es lassen sich die Gefahren, die aus Rißbildung und Unterdruck für Vollmauern entstehen, hier mit Sicherheit ausschließen. Ein Vorzug ist auch, daß sie in allen Teilen zugänglich sind, also Rißbildungen sofort bemerkt werden. Das geringe Gewicht solcher Mauern gestattet ihre Anwendung, wenn die Pfeiler eine gemeinsame Bodenplatte erhalten, auch auf einem Untergrund, der die Last einer Vollmauer nicht aufzunehmen vermöchte, wobei natürlich durch entsprechend tiefe Herdmauern einer Unterspülung vorgebeugt werden muß<sup>2)</sup> und der Bildung von Unterdruck unter der Bodenplatte durch Durchlochungen in dieser entgegen zu wirken ist. Ein nicht zu unterschätzender Vorteil ist ferner in vielen Fällen die wesentliche Zeitersparnis in der Herstellung solcher Sperren gegenüber der jahrelangen Bauzeit der größeren Vollmauern. Als Nachteil wird namentlich die erhöhte Frostgefahr für die aufgelösten Sperren ins Feld geführt, die jedenfalls einer zu weit gehenden Sparsamkeit in den Abmessungen der Einzelteile Grenzen setzt.

Die große Oberflächen - Vermehrung der aufgelösten Sperren, die schwierigere Ausführung unter Anwendung kostspieliger Eiformungen, die Notwendigkeit von Eisen einlagen erhöhen die Kosten für die Raumeinheit der Mauer natürlich nicht unerheblich. Das tritt um so mehr hervor, als durch sehr vervollkommnete Arbeitsmethoden, Verbilligung des verwendeten Mörtels durch Anwendung sogen. Sandzementes (bei dem ein Teil des Bindemittels durch fein gemahlene Sand ersetzt wird) bei den neueren großen amerikanischen Gewichts - Stau mauern (z. B. dem Arrowrock-Damm) die Kosten für 1 cbm Mauerwerk gegenüber früheren Ausführungen erheblich herabgedrückt worden sind. Inwieweit daher unmittelbare bedeutendere Ersparnisse in den Herstellungskosten bei den aufgelösten Stau mauern erzielt werden können, ist eine Frage des Einzelfalles, die namentlich auch davon abhängig sein wird, ob zum Bau einer Mauer geeignete Baustoffe an Ort und Stelle gefunden werden, oder von größerer Entfernung unter Aufwendung erheblicher Transportkosten erst herbeigeschafft werden müssen.

Die aufgelöste Bauweise mit Einzelfeulern und über diese wasserseitig in geneigter Lage gestreckte ebene Decke ist, wie schon erwähnt, in Amerika zuerst bei Stauwehren angewendet worden, die sich von den Tal-

sperren ja im wesentlichen nur durch ihre Höhe, den Umstand, daß sie überströmt werden, und durch die Einrichtungen für die Wasserentnahme unterscheiden. Am meisten bekannt geworden ist die Form, die von dem norwegischen Ingenieur Nils Ambursen herrührt und von der Ambursen Hydraulic Construction Comp. in Boston weiter ausgebildet und in die Praxis eingeführt worden ist. Sie wurde dann auch auf Talsperren übertragen.

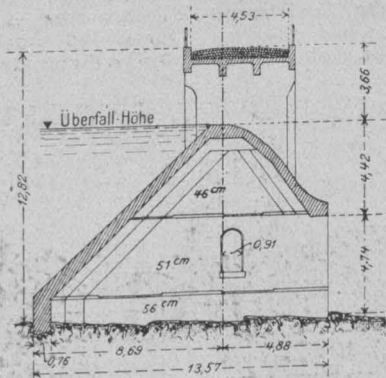


Abb. 5. Schnitt durch den Überfall.

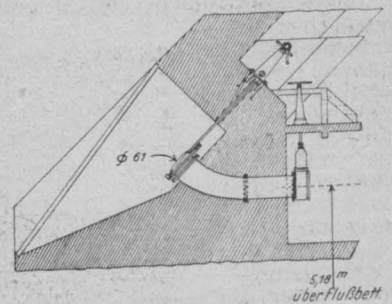


Abb. 6. Schnitt durch den Grundablaß.

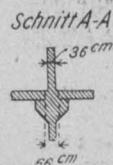
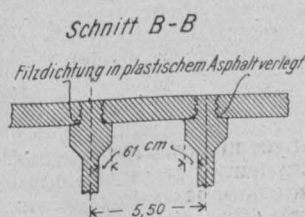
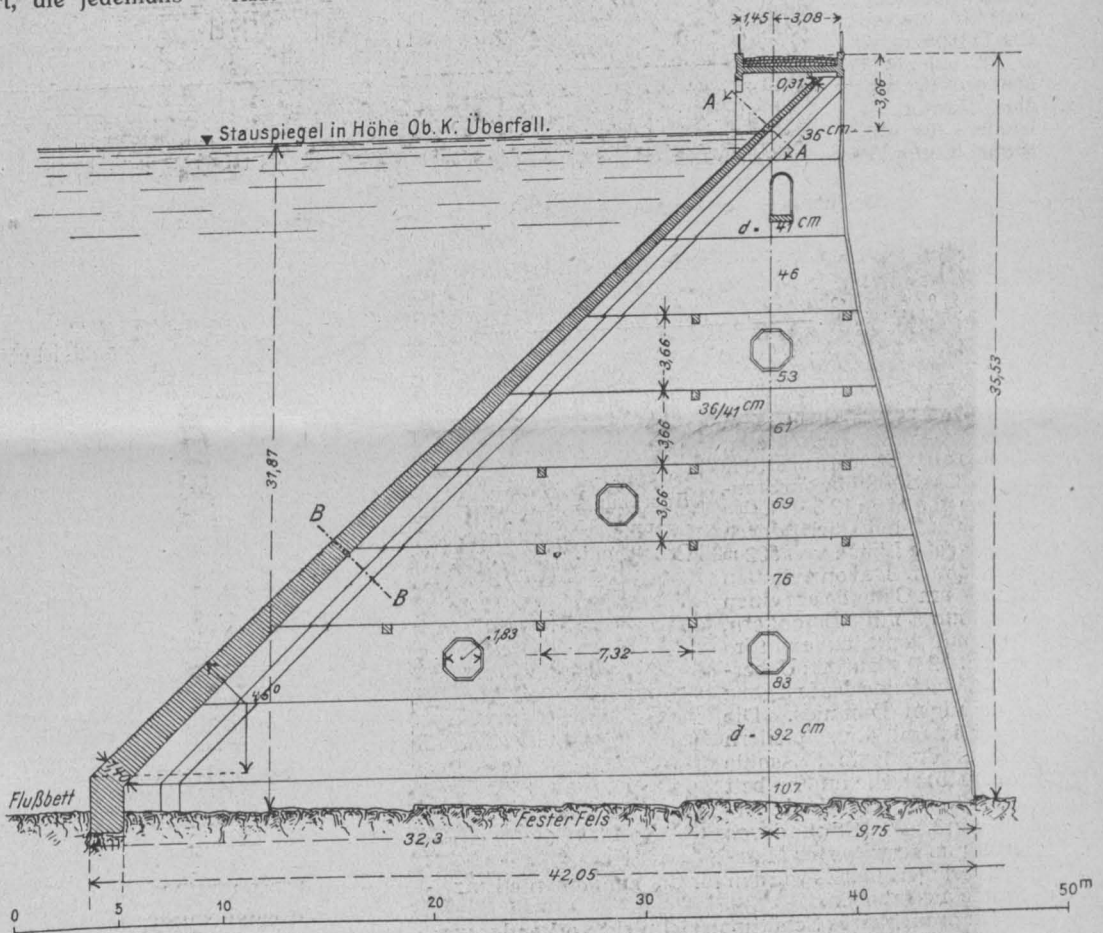


Abbildung 4. Querschnitt durch den Staudamm und Schnitte durch die wasserseitige Platte.

Abbildung 4-6. Guayabal-Talsperre auf Porto-Rico. System Ambursen.

Ein bekanntes Beispiel einer solchen Mauer, die bei 110 m Kronenlänge die beträchtliche Höhe von 41 m besitzt und ein Staubecken von 30 Mill. cbm Inhalt abschließt, bietet die in den Jahren 1908, 1909 ausgeführte La Prélé-

<sup>2)</sup> Ein bekanntes Beispiel für die Folgen nicht genügender Umsicht nach dieser Richtung ist die 12 m hohe Stau-mauer von Pittsfield, Mass., gleichzeitig aber auch ein Beispiel für die hohe Widerstandsfähigkeit solcher Eisenbeton-Konstruktionen (vergl. Engineering News 1909, Bd. 61, No. 13 S. 345).



Talsperre bei Douglas, Wyoming<sup>3)</sup>. Die in 5,5 m Abstand angeordneten, durch Querbalken versteiften Pfeiler sind hier nicht bis auf den gewachsenen Fels hinabgeführt, sondern auf eine gemeinsame Platte gestellt, die auf dem den Fels in größerer Mächtigkeit überlagernden dichten Geröll in Höhe der Flußsohle liegt und in dieses mit tief herabgeführten Herdmauern beiderseits eingreift. Bei 17100 cbm Betoninhalt des ganzen, eisenbewehrten Bauwerkes stellen sich die Kosten auf 74 M./cbm.

Ein neueres Beispiel einer derartigen Ausführung nach demselben Prinzip und ebenfalls nach den Plänen der Ambursen Comp. hergestellt, zeigen die Abbildungen 3—6 in Ansicht und Schnitten (nach Engineering Record<sup>4)</sup>).

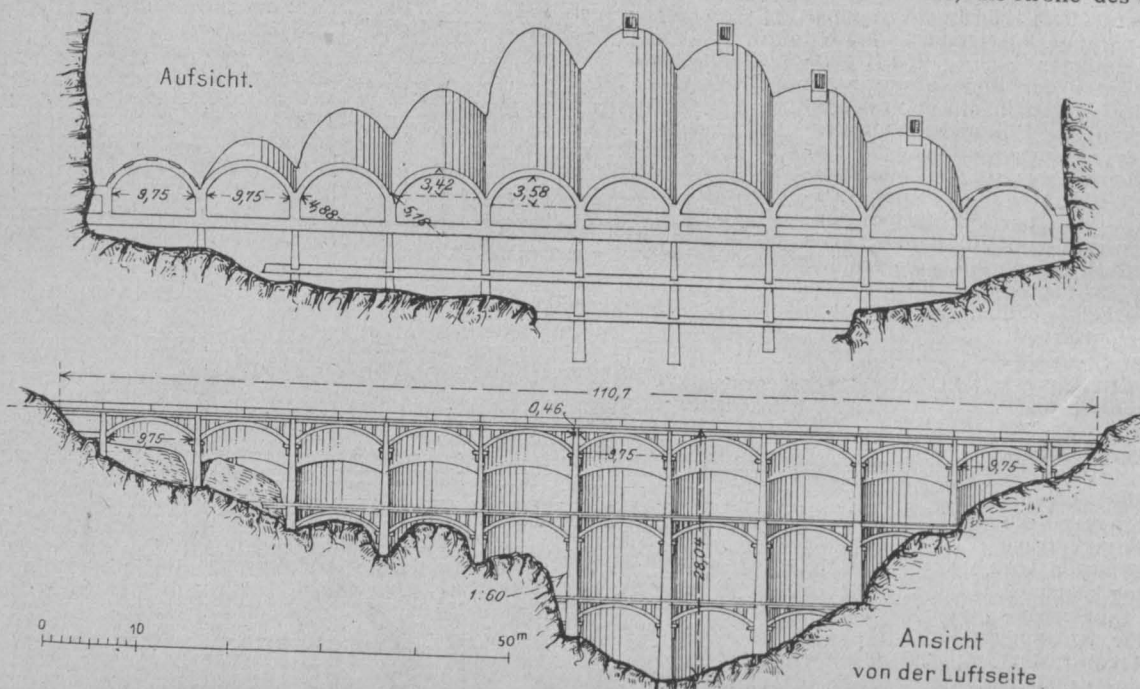
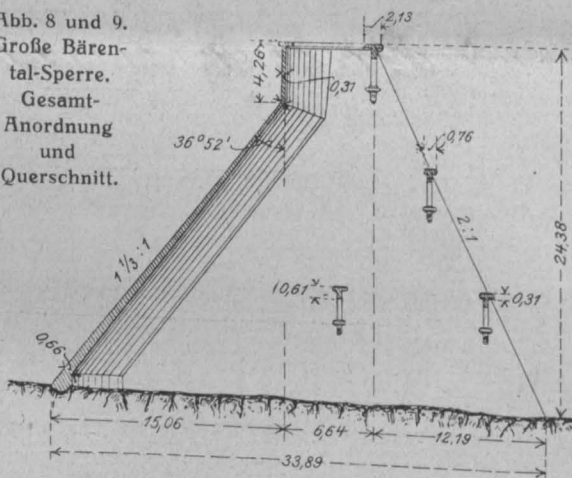


Abb. 8 und 9.  
Große Bären-  
tal-Sperre.  
Gesamt-  
Anordnung  
und  
Querschnitt.



Es handelt sich um den auf der Insel Porto-Rico im Jacaguas-Fluß errichteten Guayabal-Staudamm, der bei rd. 32 m Stauhöhe ein Staubecken von etwa 12,5 Mill. cbm abschließt und sich durch seine große Länge von 502 m auszeichnet. Davon entfallen rd. 92 m am Ostende auf einen Erddamm mit Betonkern, 280 m auf den Staudamm im Flußbett, 231 m auf den Ueberfall am Westende des fast ganz geradlinigen Dammes. Die Mauer ist mit Einzelpfeilern bis auf die feste Felssohle hinabgeführt, die im Flußbett zu Tage tritt, außerhalb derselben in 3,5—9 m Stärke durch Geröll und verwittertes Material überlagert ist. Es wurden für die Fundamente Einzelschlitze ausgehoben.

Da brauchbares Schüttmaterial nicht vorhanden war, wurde zunächst der Bau einer Schwergewichtsmauer in Aussicht genommen, für die aber so hohe Angebote gemacht wurden, daß die Regierung sich entschloß, Pläne für eine aufgelöste Staumauer einzufordern und diese dann in Eigenbetrieb auszuführen.

Die Mauer besitzt trapezförmige, an der höchsten Stelle bis 36,6 m hohe Pfeiler in 5,5 m Achsabstand, deren Stärke entsprechend dem Wasserdruck von 36 cm an der Krone in Absätzen von 3,66 m Höhe auf 107 cm an der Sohle zunimmt. Sie tragen eine zwischen den Geländern 4,53 m breite Brücke und sind durch Eisenbeton-Querbalken von 36/44 cm Querschnitt ausgesteift. Die wasserseitige Begrenzung der Pfeiler ist unter 45° gegen die Wagrechte geneigt und entsprechend verstärkt. In Falze dieser Verstärkungen schiebt sich eine ebene Platte, die oben 31 cm stark ist, nach der Sohle bis auf 140 cm zunimmt und mit einer Zehe in den Felsgrund eingreift. Die Platten greifen mit Verzahnung in die Pfeiler-Stirnränder

ein und sind in den vorher gut gereinigten und dick mit Asphalt gestrichenen Falzen auf Filzpappstreifen in Asphalt verlegt. Auch die einzelnen Plattenabschnitte greifen mit Falzen ineinander.

Den Querschnitt der Ueberfall-Strecke zeigt Abbildung 5. Ihre Ausbildung unterscheidet sich vom Staudamm nur durch die geringere Höhe und die Schürze an der Ueberfallseite. In Abbildung 6 ist die sehr einfache Ausbildung des Grundablasses dargestellt, der aus sechs in 2 Reihen über einander angeordneten Rohren von 61 cm Durchmesser mit Schieberverschluß besteht.

Der Beton der Pfeiler besaß ein Mischungs-Verhältnis 1:3:5, während für die Platte, die Krone des Ueber-

falles und die Brücke eine fettere Mischung 1:2:4, für die Steifen usw. von 1:2:5 angewendet wurde. Zugelassen waren für den auf Druck beanspruchten Beton der Pfeiler 21 kg/qcm Druck, 7 kg/qcm Scherspannung; für die auf Biegung beanspruchte Platte und sonstigen Teile waren zugelassen: 42 kg/qcm Druck und 4,2 kg/qcm Scherspannung, 0 kg/qcm Zug; für die Eisenbewehrung 980 kg/qcm Zugspannung; für den Fels-Untergrund rd. 11 kg/qcm i. max.

Der Erddamm am Ostende war mit einer wasserseitigen Böschung 1:2,5, einer luftseitigen 1:2 ausgeführt und enthält einen Betonkern

von 46 cm Stärke und 13,7 m Höhe. Die Arbeiten wurden für den Aushub und die Aufstellung der unteren Formen unter Zuhilfenahme von Derrick-Kranen, im Uebrigen unter Benutzung einer über das Tal gespannten Kabelbahn hergestellt. Der Beton wurde mittels des bekannten Smith'schen Mixers zubereitet. Die Ausbildung der Formen zeigt Abb. 7, S. 186. Sie wurden für die Pfeiler in 1,8 m Breite und 3,66 m Höhe (entsprechend den Absätzen) aus Holz abgebunden unter Zuhilfenahme von Querbalken, die während der Betonierung mit zweiteiligen Leisten überdeckt wurden, sodaß man sie nachher leicht heraus ziehen konnte. Die Wasserabführung während des Baues erfolgte zwischen den Pfeilern hindurch, auch ein Umstand, der diese Art von Staumauern vor den massiven Mauern in Vorteil setzt.

Die in Betracht kommenden Massen stellen sich wie folgt: rd. 52330 cbm Aushub und Schüttmasse, 33743 cbm Beton einschließl. der Kernmauer des geschütteten Dammtelles. Im Ganzen sind zur Bewehrung der Staumauer 821 t Eisen oder rd. 25 kg auf 1 cbm Beton verwendet worden. Im Durchschnitt stellen sich die reinen Herstellungskosten des Betons einschl. aller Nebenkosten, aber ohne Erd- und Felsarbeiten, auf rd. 59,4 M., einschl. der letzte-

<sup>3)</sup> Vergl. Engineering Record Jahrg. 1909, No. vom 3. April.  
<sup>4)</sup> No. vom 27. Juni 1914 (Bd. 69 No. 26, S. 720ff).

ren, recht bedeutenden Arbeiten, die mit 4,7 M./cbm im Durchschnitt angegeben werden, 64,1 M. Welchen Einfluß die Einschalungs-Arbeiten und die Bewehrung haben, zeigt ein Vergleich der Kosten für Kernmauer, Hauptteil des Dammes, Ueberfallteil, die sich auf rd. 44,6 M., 58,9 M. und 66,4 M./cbm für die reinen Betonarbeiten stellen. Von den Herstellungskosten im Ueberfallteil entfallen allein 10,5 M./cbm auf die Schalung, 8,5 M./cbm auf die Eisen-Einlagen.

Ein Vergleich der Kosten, welche nach den Angeboten für die anfangs geplante Vollmauer erforderlich geworden wären, wird leider nicht gegeben.

Für die Spannungs-Verhältnisse in der Staumauer und hinsichtlich der Verminderung der Rißgefahr günstiger ist es, wenn die ebene Stauplatte ersetzt wird durch gewölbte Kappen. Ein bemerkenswertes Beispiel ist die Große Bärental-Sperre, die in der Nähe von Redlands (Kalifornien) in 2057 m über dem Meeresspiegel im San Bernardino-Gebirge 1912/13<sup>5)</sup> ausgeführt worden ist, und zwar für denselben Zweck und in demselben Tal, in welchem i. J. 1884 bereits eine der ersten gemauerten Bogensperren erbaut worden war. Nach „Engineering News“<sup>6)</sup>, denen wir die Beschreibung entnehmen und die Abbildungen nachbilden, besaß die für die Zwecke der Wasserversorgung genannter Stadt erbaute alte Mauerwerkssperre in Bogenform 18,3 m Stauhöhe, 135 m Kronenlänge, 41,4 m Krümmungshalbmesser und eine Kronen-Stärke von 0,96 m. Bis auf rd. 5 m Höhe über Talsohle nimmt die Stärke bis 2,6 m zu, dann ist ein Absatz gemacht und das weitere rechteckige Mauerstück besitzt 6,1 m Stärke. Die Mauer hat sich gut gehalten, ihr Stauraum genügte aber später nicht mehr, eine Verstärkung und Erhöhung war jedoch nicht angängig, weil das Staubecken nicht während des Umbaues außer Betrieb gesetzt werden konnte. Es wurde daher unmittelbar unterhalb der alten Bogensperre, die in Abbil-

dung 10 vorn noch sichtbar wird, von Ing. John S. Eastwood-San Francisco nach dem genannten System, das dieser erstmalig bei dem Bau der Hume-Lake-Sperre

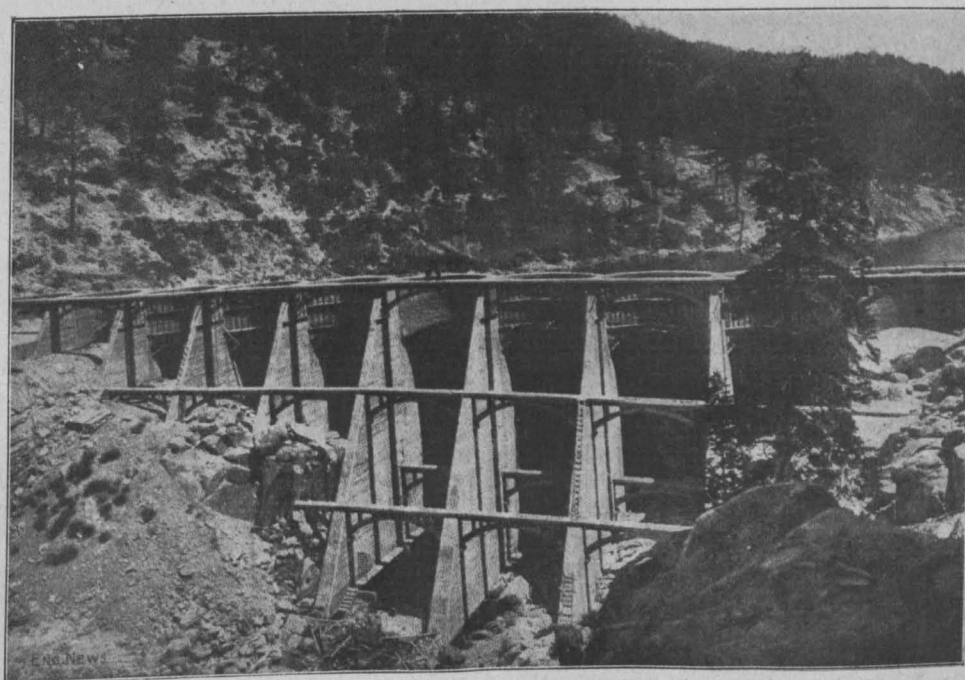
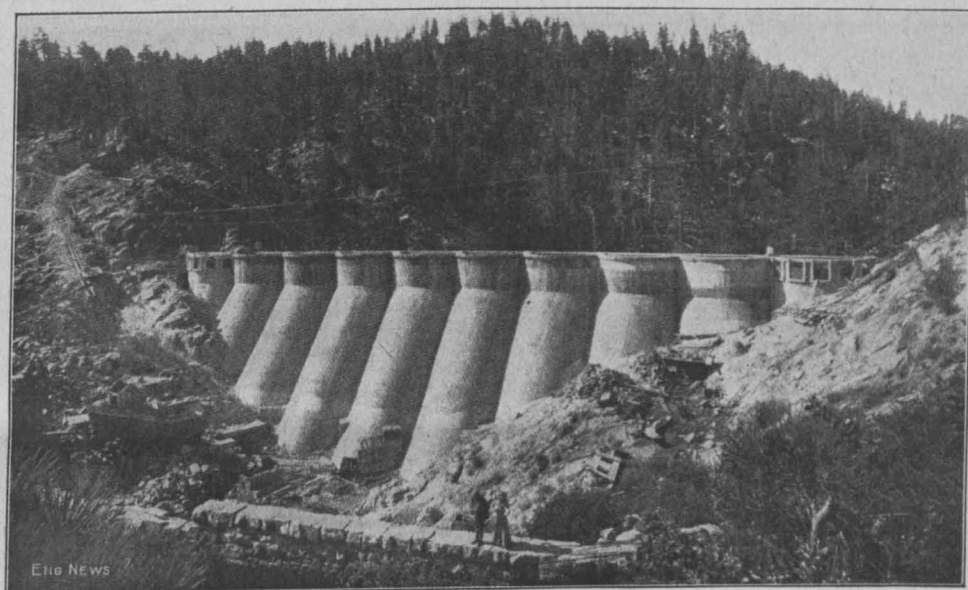


Abbildung 12 (oben). Ausführung der gewölbten Kappen. Abbildung 11 (Mitte). Wasserseite, im Vordergrund die alte Bogensperre. Abbildung 10 (unten). Ansicht von der Luftseite. Große Bärental-Sperre bei Redlands in Kalifornien.

<sup>5)</sup> Die hohe Lage der Mauer im Gebirge erlaubte nur eine kurze Bauzeit in jedem Sommer, daher die Verteilung der Arbeit auf 2 Jahre.

<sup>6)</sup> Vergl. Jahrg. 1913, Bd. 70, No. 26, vom 25. Dez.



angewendet hat, ein neues Bauwerk aufgeführt, das bei rd. 22 m Stauhöhe den Stauraum auf mehr als das Dreifache steigerte.

Die Abb. 8 und 9, S. 188 geben einen Ueberblick des Bauwerkes, das bei geradliniger Führung rd. 111 m Kronenlänge und rd. 28 m größte Höhe besitzt und unmittelbar auf den festen Fels der Talsohle gegründet ist. Die Pfeiler stehen hier in 10,25 m Abstand v. M. z. M., sind oben nur rd. 50 cm stark und wachsen in den Abmessungen mit einem beiderseitigen Anlauf von 1:60 bis zur Sohle an. Die Stirnneigungen der Pfeiler sind so bemessen, daß die Mittelform aus Eigengewicht und Wasserdruck im höchsten Querschnitt durch die Mitte der Sohle geht. Gegen Ausknicken sind die schlanken Pfeiler durch bogenförmige Querverbindungen ausgesteift. Sie sind im Uebrigen nur an den Anschlußstellen dieser Steifen und längs der Kappen, die zwischen ihre wasserseitigen Enden gespannt sind, bewehrt.

Die Kappen haben 9,75 m Spannweite bei etwa  $\frac{1}{3}$  Pfeil, sind oben rd. 30 cm, in 24,5 m Tiefe unter der Krone rd. 66 cm stark. Sie sind, wohl in erster Linie aus praktischen

Verschuß, die in ein zwischen den Mittelpfeilern gelagertes Becken ihr Wasser abgeben, das dann an einem kleinen Ueberfallwehr gemessen wird.

Das Mischungsverhältnis des Betons war für die Pfeiler 1:2,5:5 für die Kappen 1:2:4. Betoniert wurde in Absätzen von 2,45 m Höhe der Schalungsabschnitte. Die Schichten wurden jedesmal aufgeraut mit kräftigem Wasserstrahl abgespritzt und mit trockenem Zement bestreut vor Aufbringung der nächsten Schicht. Außerdem wurden, um einen festeren Verband der einzelnen Schichten zu erhalten, größere Steine in die noch weiche Oberfläche eingestampft, die in die nächste Schicht übergreifen. Die Formen bestanden für die Pfeiler aus Holz, verbunden mit Drähten und Holzsteifen, für die Kappen innen aus Holz, außen aus den schon erwähnten Platten. Die Verbindungsdrähte blieben im Beton, die Holzsteifen wurden mit dem Betonierungs-Fortschritt entfernt. Der Beton wurde in den Schalungen gestampft, was jedoch bei dem oberen engeren Teil der Kappenform nicht mehr möglich war. Hier wurde eine dichte Lagerung des naßgehaltenen Betons durch kräftige Schläge mit Holzhämmern gegen die äußeren Formen gefördert. Der Erfolg war ein guter und der leitende Ingenieur sprach sich für spätere Fälle für die Verwendung von Druckluft-Hämmern zu diesem Zweck aus. Die Tafeln an der äußeren Leibung wurden zunächst mit Zement eingeschlemmt, dann folgte die Herstellung des Putzes von kleinen Rüstungen aus, die an den Kabelbahnen aufgehängt waren, welche für den Baustoff-Transport dienten. Schließlich folgte eine letzte Einschleimung mit Zement.

Ein Vergleich der Kosten fällt außerordentlich zu Gunsten der aufgelösten Mauer gegenüber der an sich schon sparsamen Bogensperre aus. Letztere kostete 525 000 M., die aufgelöste Stauwand bei 9,44 m mehr Höhe an der höchsten Mauerstelle (der Stauspiegel-Unterschied ist nur 6,10 m), 19,2 m mehr Länge gegenüber der Bogensehne und dreifachem Stauinhalt nur 560 819 M. Eine Bogensperre in den gleichen Abmessungen wie die aufgelöste Mauer würde nach dem Verfasser etwa das Doppelte kosten. Die neue Sperrmauer erforderte insgesamt nur 3581 cbm Beton, sodaß sich der Herstellungspreis einschl. aller Nebenarbeiten bezogen auf 1 cbm Beton auf 157 M. stellt. Das ist allerdings ein recht erheblicher Einheitspreis, der sich, abgesehen von den wahrscheinlich hohen Kosten für die Einschalung aus dem Umstand ergibt, daß ein großer Teil der Baustoffe mit großen Kosten von weiterher herangeschafft werden mußte, und daß unverhältnismäßig umfangreiche Erd- und Fels-Arbeiten infolge besonderer örtlicher Verhältnisse nötig wurden.

Beispiele für ausgeführte Staudämme dieser Art von sehr bedeutender Stauhöhe sind uns nicht bekannt geworden, wohl aber liegen zwei Entwürfe vor, die zufällig beide für eine Stauhöhe von rd. 60 m aufgestellt sind und bei denen beidemal anstelle der ebenen Decke gewölbte Kappen in Vorschlag gebracht wurden. Der eine Entwurf, von dem wir in Abb. 13 und 14 die Entwurfsskizze begeben, rührt von dem spanischen Ingenieur Prof. Juan Manuel de Zafra her und wurde auf dem XII. Internationalen Schiffahrts-Kongreß 1912 in Philadelphia mitgeteilt. Zu der Abbildung ist erläuternd nur noch

hinzuzufügen, daß nach Angabe des Entwurfs-Verfassers eine genaue Untersuchung der Spannungs- und elastischen Verhältnisse der Pfeiler stattgefunden hat und darnach die Eiseneinlagen in der Richtung der größten Zugspannungen und die Steifen in den Linien der größten Druckspannungen verteilt wurden. Die Steifen laufen nicht in der vollen Länge durch das ganze Bauwerk durch, sondern sind in den Nachbarfeldern in ihrer Lage gegeneinander versetzt (die + bedeuten die Stellung im Nachbarfeld). Ueber die Massen und Kosten macht die kurze Mitteilung leider keine Angaben.

Eine für einen bestimmten praktischen Fall, das Kraftwerk bei Châtelus le Marcheix am Thaurion (Creuse), von Considère bearbeiteten Entwurf teilt Ludin in seinem schönen Werke über Wasserkraft<sup>7)</sup> mit. Die Sperre besitzt 60 m Höhe bei 58 m Stauhöhe, in 5 m Abstand angeordnete Pfeiler und unter 45° gegen die Wagrechte geneigten Kappen. Die Pfeiler sind mit sehr geringen Abmessungen von 20–58 cm, die Kappen gar nur mit 12–30

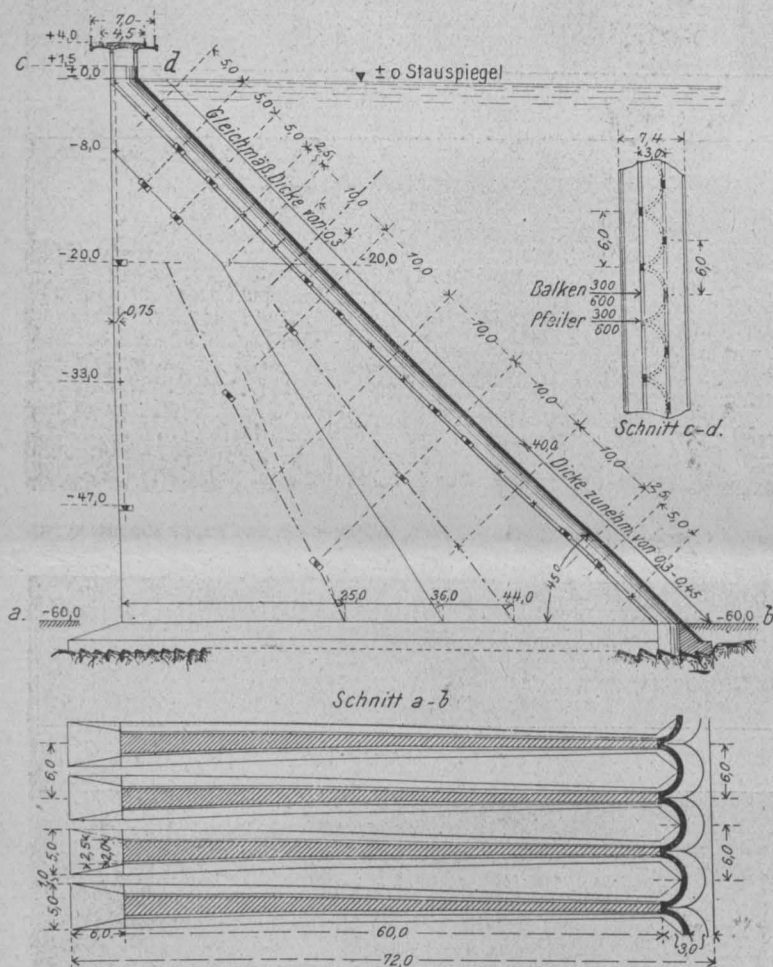


Abbildung 13 und 14. Entwurf zu einer aufgelösten Talsperre von 60 m Stauhöhe von Ing. Prof. de Zafra in Madrid.

Gründen, im oberen Teil lotrecht, wodurch aber auch diesem sonst wenig ausgenutzten Pfeilerteil etwas mehr Spannung zugeführt wird, im übrigen unter 37° gegen die Lotrechte geneigt. Sie sind an der inneren Leibung in 60 cm Abstand mit 20 mm starken, verwundenen Eisen bewehrt, die mit dem Pfeilereisen verknüpft sind. Die Bewehrung der äußeren Leibung besteht aus kleinen Winkeln, 38·38·5 mm, auf deren Schenkel gekrümmte eisenbewehrte Tafeln (sogen. „ferroinclave“) aufliegen, die sowohl als Form bei der Herstellung, wie als Träger des äußeren wasserdichten Putzes und selbst mit zur Abdichtung dienen. Ueber die Krone führt ein schmaler Laufsteg.

Abbildung 11 zeigt eine Ansicht der Sperre von der Staubeckenseite, Abbildung 10 von der Luftseite, während Abbildung 12 die Ausführung der Kappen wiedergibt.

Der Ueberfall brauchte hier wegen der besonderen Verhältnisse — kleines Einzugsgebiet, große Oberfläche des Staues — nur wenig leistungsfähig zu sein und enthält nur 10 Oeffnungen von je rd. 2 m Lichtweite bei 1,2 m Tiefe unter Krone. Die Einrichtungen zur Wasserentnahme bestehen aus 4 Rohren von je 31 cm Durchm. mit Schieber-

<sup>7)</sup> H. Ludin, „Die Wasserkraft“. Berlin 1913. Verlag Julius Springer.

Stärke in Eisenbeton ausgebildet, jedoch mit einer Schutz- und Dichtungsschicht — Blei in Sparbeton — überdeckt. Ludin berechnet den Gesamt-Inhalt an Eisenbeton dieser Sperre auf nur  $\frac{1}{5}$  des Inhalts einer Vollmauer nach dem Typ der Möhnetalsperre und den Preis für 1 cbm zu rd. 78 M. Nimmt man für die Vollmauer einen Einheitssatz von 24,6 M. für 1 cbm, so betragen die Kosten der aufgelösten

Mauer trotzdem nur rd. 64 % derjenigen der Vollmauer. Auch wenn man in der Herabsetzung der Abmessungen nicht so weit gehen will, wie das hier geschehen ist, werden sich also mit den aufgelösten Talsperren gegenüber den Vollmauern u. Umst. nicht unwesentliche Ersparnisse erzielen lassen, sodaß die Frage des Baues aufgelöster Staumauern auch bei uns Beachtung verdient. — Fr. E.

### Vermischtes.

**Fliegerbombe und Eisenbeton.** Bei einem Luftangriff wurde in X. neben anderen Gebäuden auch ein Druckerei-Gebäude einer Zeitung von einer Bombe getroffen. Dieses Gebäude wurde vor einigen Jahren als Erweiterung an das bestehende Druckerei-Gebäude mit anstoßendem Maschinen-saal ausgeführt. Der Aufbau besteht aus Pfeilern in rotem Sandstein mit 2,8 m breiten Fenster-Erkern und Eisenbeton-Decken zwischen flüß-eisernen Trägern. Die Deckenkonstruktion über dem ersten Obergeschoß ist mit Gefällbeton i. M. 18 cm stark abgedeckt und mit Asphaltpappe in drei geklebten Lagen belegt. Um dem Setzereisaal im obersten Geschoß auch in seiner größten Tiefe noch volles Tageslicht zuzuführen, ist die Decke nur auf eine Tiefe von 4 und 5,5 m in Eisenbeton ausgeführt; der übrige Teil in 2,9 m Breite und 6 m Länge ist als Oberlicht hergestellt, das mit Drahtglas in kittloser Eisenkonstruktion abgedeckt ist. Die Spannweite der Decke beträgt 3,9 m und diese ist für eine Nutzlast von 250 kg/qm und eine Gesamtlast von 610 kg/qm berechnet.

Die Fliegerbombe fiel beinahe genau in die Mitte des dritten Deckenfeldes. Es wurde von ihr ein muldenförmiges Loch von etwa 20 cm Durchm. und etwa 13 cm tief in den Gefällbeton geschlagen. Das Deckenfeld wurde infolge des Luftdruckes um 10 cm nach unten durchgebo-gen. An der Oberfläche des Deckenfeldes waren keine Zerstörungen wahr-zunehmen. Auf der Unter-seite des Geschoßauf-schlages war der Beton in einer Ausdehnung von 30 cm Durchm. zertrüm-mert und zum Teil ausge-fallen. Von der Aufschlag-stelle zogen sich Risse, wie die photographische Aufnahme nach Abbil-dung 1 erkennen läßt, strahlenförmig nach je-der Seite des Deckenfel-des. Aus der Abbildg. 2 ist zu ersehen, daß durch den Luftdruck das Dek-kenfeld vom Unterbeton losgelöst und nach unten um 5 cm abgedrückt wurde; der entstandene Riß endet einerseits mit dem Deckenfeld 3 selbst, an dem Unterzug (bei den Rohrleitungen) nach der anderen Seite setzt sich der Riß über das zweite Deckenfeld fort und verläuft an dem folgenden Träger. Das Deckenfeld 1 blieb unbe-schädigt. Im Setzereisaal selbst sind die Tischler- und Glaserarbeiten stark, das Oberlicht ganz zerstört. Sämt-liche Bauteile der Aetzerei und der eigenen Giebelauf-

bauten sind stark, die Schreiner- und Glaserarbeiten voll-ständig zerstört; die ein Stein starke Brustmauer über Dach mit dem Abdeckgesims wurde auf 8 m Länge abge-worfen und die Frontmauer selbst von der Decke in der

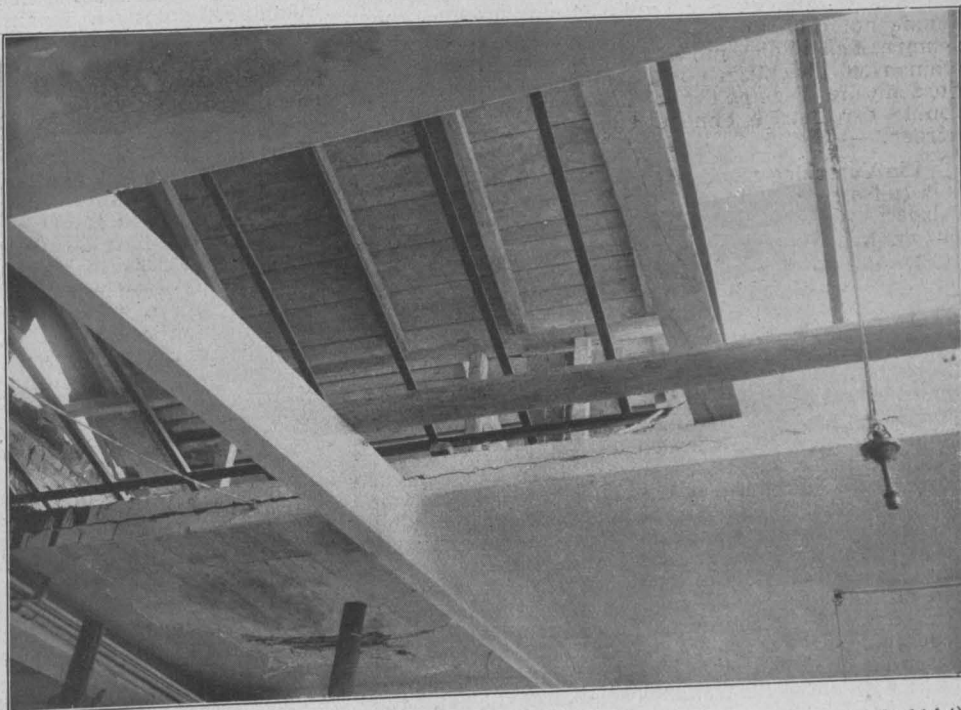


Abb 2. Zeigt den Riß in der Decke am Oberlicht (das vorläufig mit Brettern und Pappe abgedeckt ist).

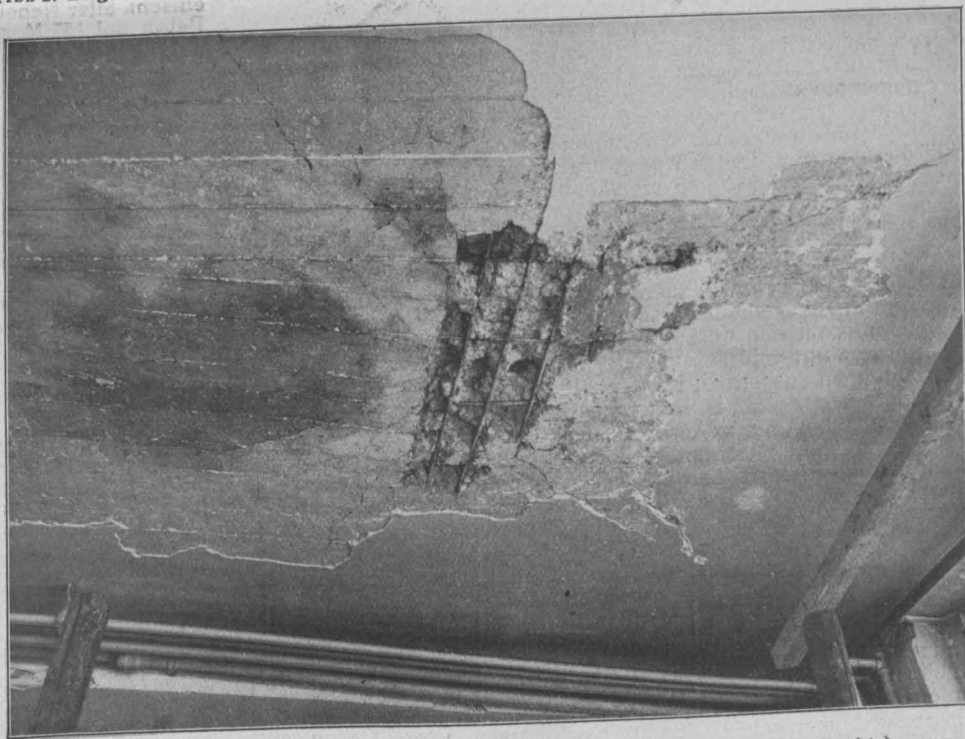


Abbildung 1. Untersicht der Decke mit Anschluß an die Fassaden-Mauer (rechts).

gleichen Länge etwa 15 mm von der Deckenkonstruktion losgedrückt. Einige Werkstücke des Fassadenpfeilers sind geborsten.

Die Arbeiten zur Instandsetzung wurden des Betrie-bes wegen auf das notwendigste Maß beschränkt. Das Deckenfeld wurde eingeschalt, der Beton herausgeschla-gen, die Eiseneinlagen wurden wieder gehoben, einregu-liert und die Decke wieder neu eingestampft. In verschie-



denen älteren Gebäuden der Nachbarschaft wurden die Holzgebälke von den Bomben durchschlagen. Durch die Explosionen in den tieferen Lagen wurden diese Gebäude im Inneren stark beschädigt und teilweise zerstört.

Bei dem vorbeschriebenen Druckerei-Gebäude dagegen blieb der Schaden — abgesehen von den Beschädigungen an Glaser- und Schreinerarbeiten — auf die Bauteile über Dach beschränkt. Aus diesem Falle kann der Schluß gezogen werden, daß durch Decken in Eisenbeton gegen Fliegerbomben genügend Schutz geboten wird.

Im vorliegenden Falle war dieser Schutz um so wertvoller, als bei Ausführung etwa eines Holzzementdaches die Setzerei zerstört worden wäre; auch wären in diesem Fall die Wirkungen der Explosion in geschlossenem Raume natürlich tiefgreifender geworden; es ist anzunehmen, daß in diesem Fall der darunter gelegene Maschinensaal gleichfalls noch in Mitleidenschaft gezogen worden wäre. In Folge der schützenden Eisenbetondecke konnte der Betrieb ohne Unterbrechung weitergeführt werden. —

Arch. M.-R.

Ein Vorschlag zu einem neuen Talsperrensystem. Zu dem Aufsatz in No. 18 der „Mitteilungen“ über ein neues Talsperrensystem möchte ich hinzufügen, daß der Nachsatz der Redaktion zu dieser Ausführung, der zur Vorsicht in der Anwendung dieses neuen Verfahrens mahnt, hier sehr angebracht ist, denn eine nach diesem ausgeführte Talsperre würde unzweifelhaft zusammenbrechen. Ohne mich zu der Gesamtanordnung und den schon von der Redaktion gemachten Vorbehalten zu äußern, will ich nur die falsche Voraussetzung für die Berechnung der biegefesten Eisenbetonwände, die den Wasserdruck aufnehmen sollen, feststellen. Es ist völlig ausgeschlossen, daß die Wasserdrücke von den sechs hinter einander stehenden Wänden zu gleichmäßigen Teilen aufgenommen werden und daher für jede Wand nur mit  $\frac{1}{6}$  in Rechnung zu setzen sind. Da die Wände unter sich nicht in steifer Verbindung stehen, so kann der Druck nur durch das Füllmaterial von einer Wand auf die andere übertragen werden. Da das Füllmaterial aber nachgiebig ist, so wird es den nur gering sein dürftenden Durchbiegungen der vordersten Wand einfach durch Zusammenpressung nachgeben, ohne bei der großen Tiefe des Füllmaterials einen wesentlichen Druck an die zweite Wand abzugeben. Es dürfte wohl die zweite Wand teilweise an der Lastaufnahme vielleicht teilnehmen, die gleichzeitige statische Mitwirkung der weiter dahinter stehenden Wände ist aber ausgeschlossen. Die nur für  $\frac{1}{6}$  des Wasserdruckes berechnete vorderste Wand würde vielmehr fast den Gesamtdruck aufnehmen haben und, da sie zu schwach dimensioniert und bewehrt ist, nachgeben und brechen. Wenn überhaupt der angeregte Gedanke weiter verfolgt werden sollte, so sind mindestens die beiden vordersten Wände durch wagrechte Eisenbetonrahmen steif miteinander zu verbinden und diese für den vollen Wasserdruck auszubilden. Ich möchte mit Vorstehendem die Mahnung der Redaktion zur Vorsicht unterstützen, denn nicht alles, was gedruckt wird, ist unbedingt richtig und vorbildlich. —

A. Braune, Bauamtmann in Dresden.

Hohler Eisenbeton - Staudamm bei Røros (Norwegen). Während in Amerika die Ausbildung hohler Eisenbeton-Staudämme, die den Vorzug besitzen, geringere Massen zu erfordern und im Inneren gleichzeitig für maschinelle Einrichtungen ausgenutzt werden zu können, häufig angeordnet worden sind, ist in Europa diese Bauweise, wenn überhaupt schon, nur vereinzelt ausgeführt worden. Ein interessantes und bedeutendes Beispiel bildet ein für das Wasserkraft - Elektrizitätswerk der Gemeinde Rena bei Røros, östliches Norwegen, vor etwa 2 Jahren dem Betrieb übergebener Staudamm. (Vergl. die „Zeitschr. d. Vereins Deutsch. Ing.“, Jahrg. 1916, Nr. 47.)

Der Staudamm besteht danach zum Teil aus einem Erddamm, dessen Krone 1 m über höchstem Stauspiegel liegt, teils aus einem im Querschnitt trapezförmigen hohlen Eisenbeton - Damm, in dem alle Schützen, Schieber und sonstigen Einrichtungen untergebracht sind, und der in einem 25 m langen Teil in der festen Krone um 2,75 m unter Stauspiegel gelegen ist und darauf ein selbsttätiges eisernes Klappenwehr besitzt, das dazu dient, Floßholz abzuführen. Gegengewichte, Hebel und Gestänge dieser Klappen sind ebenfalls im Inneren des Staudammes untergebracht, so daß keine beweglichen Konstruktionsteile in das Wasser hinein ragen.

Der feste Teil des Eisenbeton - Staudammes besteht wasserseitig aus einer unter 10:8 geneigten, oben nur 0,25, unten 0,45 m starken Wand, gestützt durch Rippen in rd. 3 m Entfernung, und aus einer 0,1 m starken senkrechten hinteren Abschlußwand. Die Kronenbreite ist nur 1,5 m. Im Floß-Durchlaß hat die wasserseitige Abschluß-

Wand gleiche Neigung und Stärke, die hintere bei Öffnung der Klappen vom Wasser überströmte, ist etwa unter 1:1,5 geneigt, 0,3 m stark und mit Holzbohlenbelag gegen Beschädigungen geschützt. Das Bauwerk ist unmittelbar auf den gewachsenen Fels gegründet. Die Stauhöhe beträgt etwa 10,5 m. Die Anlage zeichnet sich durch große Einfachheit und Billigkeit aus. Die Betriebs-Verhältnisse, unter denen die Stauanlage zu arbeiten hat, sind sehr ungünstige, da Temperaturen von -20 bis -30° C. keine Seltenheit sind und selbst noch wesentlich niedrigere Temperaturen gelegentlich vorkommen. —

Ueber das Betonieren bei Frost besagen die neuen preuß. Bestimmungen über Stampfbeton nur: „Bei stärkerem Frost als -3° Cels. an der Arbeitsstelle darf nur betoniert werden, wenn in geeigneter Weise gesorgt wird, daß der Frost keinen Schaden bringt. Die Baustoffe dürfen nicht gefroren sein. An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Beton, der im Abbinden ist, ist besonders sorgfältig vor Kälteeinwirkungen zu schützen.“ Ferner heißt es noch: „Tritt während der Erhärtung Frost ein, so sind die sonst erforderlichen Ausschaltungsfristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten nach dem Frost und vor jeder weiteren Ausschaltung ist der Beton darauf zu untersuchen, ob er abge bunden hat und genügend erhärtet, nicht nur hart gefroren ist.“ Dieselben Bestimmungen gelten für Eisenbeton. Mit dem Eintritt der Kälte mehren sich nun die Anfragen, welche Schutzmittel angewendet werden können, um ein Betonieren bei Frost gefahrlos zu gestalten. Die wichtigsten Gesichtspunkte seien daher nachstehend zusammen gefaßt:

Niedrige Wärmegrade verzögern erfahrungsgemäß das Abbinden und Erhärten des Zementes und können den Prozeß zeitweilig ganz aufhalten. Dieser setzt sich aber bei Wiedereintritt höherer Wärmegrade ohne wesentlichen Verlust an der endgültig erreichbaren Festigkeit fort, nur tritt dieser endgültige Zustand später ein. Alle Mittel, die ein Betonieren bei stärkerem Frost ermöglichen sollen, laufen daher auf eine Beschleunigung des Abbinde- und Erhärtungsprozesses hinaus, die am sichersten durch Anwärmen der Baustoffe erreicht werden kann. Zusätze zum Zement — gewöhnl. Kochsalz, kalzinierte Soda (Natriumkarbonat) und die verschiedenen, in ihrer Zusammensetzung geheim gehaltenen Frost-Schutzmittel — verfolgen denselben Zweck, zeigen aber leicht unangenehme Nebenerscheinungen, wie Salzausblühungen, nasse Flecke u. dergl. Aus demselben Grund sind auch rasch bindende Zemente bei der Arbeit bei Frost von Vorteil. Eine zweite Gefahr, der frisch hergestellter Beton bei Frost ausgesetzt ist, besteht im Gefrieren des in ihm enthaltenen Wassers, was zu Sprengwirkungen führen kann. Frischer Beton ist daher bei Frostgefahr sofort sicher durch Bohlen, Stroh und dergl. abzudecken. Die Ausführung von Putz bei Frostwetter ist dagegen möglichst zu unterlassen. Besonders leiden stark geriebene und geglättete Putzflächen erfahrungsgemäß durch den Frost. Die ultima ratio ist das Umschließen und Beheizen des ganzen Baues, ein Hilfsmittel, das gelegentlich angewendet worden ist, bei den hohen Kosten aber nur in ganz besonderen Fällen wirtschaftlich möglich ist.

Zu unserem Nachruf für Ed. Züblin in No. 23 der „Mitteilungen“ werden wir darauf aufmerksam gemacht, daß die Leitung des Unternehmens Ed. Züblin & Cie. zu gleichen Teilen und mit gleichen Rechten jetzt in den Händen des Sohnes Fritz Züblin und des Schwiegersohnes Dr.-Ing. Schürch liegt, die jetzt beide die einzigen persönlich haftenden Teilhaber der Kommandit-Gesellschaft sind. Hr. Fritz Züblin ist Maschinen-Ingenieur und hat sich in konstruktiver Hinsicht bisher in erster Linie mit den auftretenden maschinellen Problemen, wie Bunkerbauten und deren Verschlüssen beschäftigt und ist daher in der Eisenbeton - Fachliteratur bisher weniger hervorgetreten. —

Graphische Tafel zur Prüfung von Massivdecken. Zu der in No. 20 der „Mitteilungen“ gebrachten kurzen Besprechung dieser von Reg.-Bmstr. Stybalkowski aufgestellten, zweckmäßigen Tafel werden wir darauf aufmerksam gemacht, daß die mitgeteilten Kurven zwar für Steineisendecken nur von 20 - 36 kg/qcm Festigkeit, für Beton aber bis 40 kg/qcm reichen. Da dieser Umstand für die Benutzbarkeit der Tafel erheblich ins Gewicht fällt, stellen wir diesen Irrtum gern richtig. —

Inhalt: Neuere Beispiele von Talsperren in aufgelöster Bauweise. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.